

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Roseane Shimomukay

**MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL PARA
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO NO ESTADO DE
PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO DA ARMADURA: ESTUDO
DOS PARÂMETROS INTERVENIENTES NA MODELAGEM**

Porto Alegre
dezembro 2011

ROSEANE SHIMOMUKAY

**MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL PARA
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO NO ESTADO DE
PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO DA ARMADURA: ESTUDO
DOS PARÂMETROS INTERVENIENTES NA MODELAGEM**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Porto Alegre
dezembro 2011

ROSEANE SHIMOMUKAY

**MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL PARA
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO NO ESTADO DE
PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO ARMADURA: ESTUDO DOS
PARÂMETROS INTERVENIENTES NA MODELAGEM**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2011

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva filho
PhD pela University of Leeds, UK
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Angela Gaio Graeff (UFRGS)
PhD pela University of Sheffield

Jairo José de Oliveira Andrade (PUCRS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Luciane Fonseca Caetano (UFRGS)
Ms. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais,
Walter e Anita, meu porto seguro.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Luiz Carlos, orientador deste trabalho, pela dedicação, carinho, apoio e, principalmente, pelo incentivo durante a elaboração deste trabalho e também ao longo do período de iniciação científica. Agradeço, também, por despertar em mim o espírito científico.

À professora Carin Schmitt pelos ensinamentos, dedicação e pela disponibilidade de guiar, pacientemente, este e os demais trabalhos de conclusão de curso.

Aos pesquisadores do LEME, em especial a doutoranda Luciane Fonseca Caetano pela amizade e incentivo durante o em que fui auxiliar de pesquisa.

Aos professores que, de alguma forma, contribuíram com minha formação acadêmica.

Aos meus pais e irmãos, pelo apoio incondicional. Agradeço também pela compreensão em relação aos longos períodos de ausência durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas e amigos, sem os quais o percurso durante a faculdade (e da vida) não seria tão agradável nem faria o mesmo sentido. Em especial, ao querido Mariano Bocchese pelo carinho e por compartilhar comigo esta fase tão importante da vida.

Não entre em pânico!

Douglas Adams

RESUMO

O concreto armado era tido como um material extremamente durável, praticamente dispensando reparos. Todavia, com o passar dos anos, diversos processos de deterioração foram identificados. A corrosão da armadura é considerada um dos principais problemas de manifestações patológicas em concreto armado, tanto em termos de impactos econômicos quanto em danos estruturais. Ainda que haja um grande número de pesquisas acerca deste tema, percebe-se necessária a realização de estudos que visam prever o tempo necessário para que se atinja certo grau de deterioração. Diversos modelos foram propostos na literatura, entretanto a correlação das modelagens propostas à condição de exposição natural ainda é pouco entendida. Visto que poucas pesquisas se empenham no estudo da fase de propagação da corrosão, esta pesquisa se dedica ao estudo da modelagem proposta na literatura para esta etapa. Primeiramente, foram estudados conceitos referentes à definição de estados limites de serviço e modelagem da degradação de estruturas de concreto armado, em especial conceitos acerca da corrosão da armadura. A seguir, a fim de compreender a influência dos parâmetros de entrada nos modelos propostos para a etapa de propagação da corrosão, selecionou-se quatro modelos distintos baseados em estudos teóricos e experimentais. Foram estudados parâmetros relacionados com as características da estrutura (espessura de cobrimento, espaçamento horizontal e diâmetro das barras, resistência à tração e resistência ôhmica do concreto) e condições ambientais (intensidade e densidade de corrente de corrosão, taxa de formação de óxidos de ferro, temperatura, teor de cloretos e tempo de exposição). Os parâmetros foram variados isoladamente. Desta forma, buscou-se avaliar a influência de cada parâmetro visando entender de forma mais clara a modelagem de degradação estrutural, permitindo a aplicação mais ampla dos modelos e o avanço das técnicas de avaliação da vida útil. Os resultados comprovaram a influência mais marcante da densidade de corrente de corrosão e da taxa de formação de produtos de corrosão. Dentre os parâmetros estruturais, a relação cobrimento/diâmetro se mostrou mais significativa, dado que três dos quatro modelos estudados não se mostraram sensíveis a variações nas propriedades mecânicas ou não as consideravam de forma explícita.

Palavras-chave: Corrosão. Vida Útil. Previsão. Modelagem.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa	21
Figura 2 – Modelo teórico de vida útil	25
Figura 3 – Conceito da vida útil tomando-se por referência a corrosão da armadura	26
Figura 4 – Expansão típica de alguns produtos de corrosão do aço	34
Figura 5 – Efeitos da corrosão no desempenho estrutural	36
Figura 6 – Possíveis formas de degradação	38
Figura 7 – Incertezas existentes na modelagem de um fenômeno	41
Figura 8 – Influência da taxa de formação de produtos de corrosão no tempo até a fissuração.....	48
Figura 9 – Forma da fissuração esperada de acordo com as relações entre cobertura, espaçamento e diâmetro.....	49
Figura 10 – Influência do tipo de ruptura esperada no cálculo do tempo para fissuração	50
Figura 11 – Influência do diâmetro das barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas inclinada	51
Figura 12 - Influência do diâmetro das barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas horizontais	51
Figura 13 – Influência do espaçamento entre barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas inclinadas.....	52
Figura 14 – Influência do espaçamento entre barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas horizontais.....	52
Figura 15 – Influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração para rupturas inclinadas	53
Figura 16 – Influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração para rupturas horizontais	54
Figura 15 – Redução na área da seção transversal de barras de armadura de diâmetro 12,5 mm em função do tempo após a despassivação	56
Figura 17 – Massa crítica de produtos de corrosão para diferentes razões cobertura-diâmetro.....	57
Figura 18 – Redução na área da seção transversal de barras de armadura de diâmetro 12,5 e 20 mm em função do tempo após a despassivação	60
Figura 19 – Tempo (em anos) necessário para a abertura da primeira fissura de 5 µm para diferentes razões cobertura/diâmetro e densidades de corrente de corrosão	62
Figura 20 – Efeito da variação da concentração de cloretos na densidade de corrente de corrosão	65
Figura 21 – Efeito da variação da temperatura na densidade de corrente de corrosão	66

Figura 22 – Efeito da variação da resistência ôhmica do concreto na densidade de corrente de corrosão	67
Figura 23 – Efeito do tempo de exposição na densidade de corrente de corrosão	68
Figura 24 – Diagrama esquemático das fases da propagação da corrosão	70
Figura 25 – Esquema das dimensões do cilindro equivalente de concreto	72
Figura 26 – Influência da espessura do revestimento no tempo previsto até a fissuração para diferentes taxas de corrosão da armadura	74
Figura 27 – Influência da relação revestimento/diâmetro no tempo previsto até a fissuração para diferentes taxas de corrosão da armadura.....	75
Figura 28 – Influência do tipo de produto de corrosão formado no tempo previsto até a fissuração para diferentes espessuras de revestimento.....	77
Figura 29 – Influência do tipo de produto de corrosão formado no tempo previsto até a fissuração para diferentes taxas de corrosão da armadura.....	77
Figura 30 – Influência da resistência à tração do concreto no tempo previsto até a fissuração para diferentes taxas de corrosão da armadura	78
Figura 31 – Influência da espessura da zona porosa na variação do tempo previsto até a fissuração para diferentes taxas de corrosão da armadura.....	79

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental	27
Quadro 2 – Correspondência entre classes de agressividade ambiental e qualidade do concreto	28
Quadro 3 – Correspondência entre classes de agressividade ambiental e espessura do cobrimento nominal do concreto	28
Quadro 4 – Possíveis fontes de dados de degradação de estruturas de concreto	45
Quadro 5 – Densidade de corrente de corrosão como parâmetro para avaliação da intensidade da corrosão	47
Quadro 6 – Taxas de corrosão calculadas a partir da lei de Faraday	47
Quadro 7 – Parâmetros estabelecidos para o cálculo da influência do tipo de ruptura no tempo até a fissuração	50
Quadro 8 – Parâmetros estabelecidos para o cálculo da influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração	53
Quadro 9 – Influência da variação da resistência à compressão no tempo até a fissuração.....	55
Quadro 10 – Cálculo do tempo até a fissuração (em dias) para diferentes taxas de corrosão q e relações cobrimento/diâmetro.....	57
Quadro 11 – Fatores influentes na geração e propagação de fissuras para mesma taxa de corrosão	62
Quadro 12 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência do teor de cloretos na intensidade de corrente de corrosão.....	64
Quadro 13 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da temperatura na intensidade de corrente de corrosão	66
Quadro 14 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da resistência ôhmica na intensidade de corrente de corrosão	67
Quadro 15 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência do tempo de exposição na intensidade de corrente de corrosão	62
Quadro 16 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da espessura de cobrimento para diferentes taxas de corrosão	74
Quadro 17 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência do tipo de produto de corrosão formado para diferentes espessuras de cobrimento	76
Quadro 18 – Parâmetros fixados para o cálculo da influência da resistência à tração do concreto e diferentes taxas de corrosão no tempo até a fissuração	78
Quadro 19 – Parâmetros fixados para o cálculo da influência da espessura da zona porosa na variação do tempo previsto para o surgimento de fissuras	80

LISTA DE SIGLAS

ACI – American Concrete Institute

NBR – Norma Brasileira

CA – concreto armado

CP – concreto protendido

ASTM – American Society of Testing Materials

LISTA DE FÓRMULAS QUÍMICAS

CO_2 – dióxido de carbono

Ca(OH)_2 – hidróxido de cálcio

NaOH – hidróxido de sódio

KOH – hidróxido de potássio

SO_2 – dióxido de enxofre

H_2S – gás sulfídrico

Cl^- – íon cloreto

OH^- – íon hidroxila

C_3A – aluminato tricálcico

$\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ – cloroaluminato de cálcio hidratado

Fe – ferro

FeO – óxido de ferro II (óxido ferroso)

Fe_3O_4 – óxido de ferro misto

Fe_3O_3 – óxido de ferro III (óxido férrico)

Fe(OH)_2 – hidróxido de ferro II (hidróxido ferroso)

Fe(OH)_3 – hidróxido de ferro III (hidróxido férrico)

$\text{Fe(OH)}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ – hidróxido de ferro hidratado

LISTA DE SÍMBOLOS

t_{cr} – tempo até a fissuração (anos)

ρ_{corr} – densidade combinada do aço e dos produtos de corrosão (3,6 g/cm³; 225 lb/ft³)

D – diâmetro das barras de armadura (cm)

ΔD – variação no diâmetro da barra devido à corrosão (cm)

S – espaçamento horizontal das barras mais superficiais (cm)

j_r – taxa de formação de produtos de corrosão (g/cm².ano)

W_{Fe} – peso equivalente do ferro (27,925 g)

F – constante de Faraday

i_{corr} – densidade de corrente de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

f'_t – resistência à tração do concreto (MPa)

L – espessura do revestimento do concreto

δ_{pp} – flexibilidade do orifício da barra no concreto (cm/MPa)

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto (MPa)

E – módulo de elasticidade do concreto (GPa)

ν – coeficiente de Poisson

ϕ_{cr} – coeficiente de fluência do concreto

Q_{cr} – massa crítica de produtos de corrosão ($10^{-4}\text{g}/\text{cm}^2$)

d – diâmetro das barras (mm)

c – espessura do revestimento das barras (mm)

t'_{cr} – tempo até a fissuração (dias)

ϕ_i – diâmetro inicial da barra (mm)

ϕ_t – diâmetro da barra no tempo t (mm)

t – tempo (anos)

x_0 – profundidade da corrosão na armadura para abertura da primeira fissura de $5\mu\text{m}$ (mm)

c/ϕ – razão cobrimento/diâmetro

x – profundidade da corrosão na armadura (mm)

i – densidade de corrente de corrosão (mA/ft^2)

Cl – teor de cloretos no concreto (lb/yd^3)

T – temperatura (K)

R_c – resistência ôhmica do concreto (Ω)

W_T – quantidade de produtos de corrosão formados

W_P – quantidade de produtos de corrosão que preenche dos poros do concreto

W_{crit} – quantidade crítica de produtos de corrosão

k_p – taxa de formação de produtos de corrosão

α – fator que relaciona o tipo de óxido formado

i_c – taxa de corrosão média anual (mA/ft^2)

a – raio interno do cilindro equivalente de concreto (in)

b – raio externo do cilindro equivalente de concreto (in)

D' – diâmetro da barra (in)

d_0 – espessura da zona porosa na interface aço/concreto

C – espessura do cobrimento (in)

f'_t – resistência à tração do concreto (psi)

E_{ef} – módulo de elasticidade efetivo do concreto (psi)

W_{st} – quantidade de aço corroído

ρ_{st} – massa específica do aço (7850 kg/m³; 491 lb/ft³)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	19
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	19
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	19
2.2.1 Objetivo principal	19
2.2.2 Objetivos específicos	19
2.3 HIPÓTESE	20
2.4 PRESSUPOSTOS	20
2.5 DELIMITAÇÕES	20
2.6 LIMITAÇÕES	20
2.6 DELINEAMENTO	20
3 CORROSÃO DA ARMADURA	23
3.1 CONCEITOS BÁSICOS	23
3.2 PRINCÍPIOS DA CORROSÃO DA ARMADURA.....	26
3.2.1 Corrosão por carbonatação	30
3.2.2 Corrosão por ataque de cloretos	31
3.3 EFEITOS DA CORROSÃO NO DESEMPENHO ESTRUTURAL	33
3.3.1 Desenvolvimento das tensões de fissuração	34
3.3.2 Redução da área de seção transversal das barras	35
3.3.3 Aderência entre o aço e o concreto	35
4 MODELAGEM DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS	37
4.1 CONCEITOS BÁSICOS	37
4.1.1 Abordagem com base em experiências anteriores	37
4.1.2 Abordagem com base em ensaios acelerados	37
4.1.3 Abordagem determinística	39
4.1.4 Abordagem probabilística	39
4.2 INCERTEZAS EXISTENTES NA ANÁLISE DA MODELAGEM	40
4.3 MODELAGEM DA CORROSÃO EM ARMADURAS EM CONCRETO ARMADO	42
5 ANÁLISE DOS MODELOS DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO E SUAS VARIÁVEIS	44
5.1 OBTENÇÃO DE DADOS DE DEGRADAÇÃO	44
5.2 MODELO DE BAZANT	45

5.3 MODELO DE MORINAGA	55
5.4 MODELO DE ANDRADE	59
5.5 MODELO DE LIU	63
5.6 OUTROS MODELOS DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO	80
6 CONCLUSÕES	82
6.1 TAXAS DE CORROSÃO DA ARMADURA E DENSIDADE DE CORRENTE DE CORROSÃO	80
6.2 COBRIMENTO, DIÂMETRO E ESPAÇAMENTO DAS BARRAS	83
6.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO	83
6.4 CONSIDERAÇÕES ACERCA DO MODELO DE LIU	84
REFERÊNCIAS	85

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a indústria da construção civil enfrenta o desafio de conciliar o crescimento do País, e os constantes avanços tecnológicos, com a necessidade de criar estruturas sustentáveis. Nesse cenário, a busca pela durabilidade para as estruturas em geral se tornou uma grande preocupação no meio técnico e científico, principalmente frente ao desempenho muitas vezes insatisfatório das construções.

Originalmente, acreditava-se que o concreto armado era um material altamente durável que demandaria pouco ou nenhum reparo para atingir uma vida útil elevada. No entanto, a degradação prematura causada por inúmeros processos patológicos é evidenciada por diversos estudos e levantamentos estatísticos. Esses estudos constatarem de forma clara que a corrosão nas armaduras do concreto armado é o fenômeno patológico de maior incidência nas construções, trazendo também os maiores danos em termos econômicos e de segurança.

De acordo com o modelo de degradação proposto por Tuutti¹ (1982 apud HELENE, 1993, p. 48), o processo corrosivo se divide em duas fases distintas (equivalentes à curva de perda de desempenho da estrutura afetada): a de iniciação e a de propagação da corrosão. A iniciação corresponde ao período que engloba desde o momento da execução da estrutura até a despassivação da armadura. Já a propagação ocorre a partir do momento da despassivação e é nesse período que ocorrem os principais efeitos relacionados à diminuição do desempenho estrutural.

Considerando-se o período de iniciação da corrosão, observa-se um grande volume de pesquisas e ensaios desenvolvidos, bem como diversos estudos teóricos, que levaram ao desenvolvimento de modelagens que contemplam os diversos ambientes e materiais que constituem as edificações de concreto armado. Este fato reflete a preocupação do meio técnico e científico de adotar uma postura preventiva em relação à corrosão da armadura. Entretanto, um número bastante inferior de pesquisas dedica-se ao estudo do período de

¹ TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

propagação da corrosão, que, por outro lado, representam uma postura reativa em relação à degradação da estrutura.

Em face desta situação, e observando a importância dessa etapa na perda de desempenho estrutural, decidiu-se focar este trabalho no estudo dos modelos de previsão de vida útil voltados para o período de propagação da corrosão. A análise desses modelos permite o melhor entendimento dos processos de degradação por corrosão, possibilitando a elaboração de projetos mais adequados a enfrentar manifestações patológicas causadas por este fenômeno e a definição da melhor estratégia de intervenção para a conservação, no caso de estruturas já afetadas pela corrosão.

A estrutura do trabalho está dividida em seis capítulos. O presente capítulo apresenta uma breve introdução e contextualização do tema. O segundo capítulo aborda as diretrizes de pesquisa, ou seja, a questão de pesquisa, os objetivos, a hipótese, o pressuposto, as delimitações, as limitações e o delineamento do trabalho. O terceiro capítulo apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos conceitos relativos à corrosão da armadura e seus efeitos na perda de desempenho estrutural. O quarto capítulo aborda conceitos básicos da modelagem da vida útil de estruturas e da propagação da corrosão em especial. O quinto capítulo apresenta os modelos estudados, suas variáveis, a análise das mesmas e os resultados. No sexto capítulo está contida a conclusão do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Este capítulo se dedica à apresentação das diretrizes da pesquisa definidas para a elaboração do presente trabalho e que determinaram o seu desenvolvimento.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Este trabalho visa responder o seguinte questionamento: quais os parâmetros mais significativos na modelagem de previsão de vida útil residual de estruturas de concreto armados sujeitas a propagação da corrosão da armadura?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho, classificados em principal e específicos, são apresentados a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O principal objetivo estabelecido para este trabalho consiste na determinação dos parâmetros mais influentes na modelagem da vida útil residual de estruturas de concreto armado sujeitas à propagação da corrosão da armadura.

2.2.2 Objetivos secundários

Definiram-se como objetivos específicos para o trabalho:

- a) a descrição do estado da arte no estudo dos modelos de previsão de vida útil na propagação da corrosão;
- b) a descrição dos modelos de previsão de vida útil e dos respectivos parâmetros que exercem influência nas respostas dos mesmos;
- c) a avaliação da importância dos parâmetros intervenientes no resultado de cada modelo de propagação da corrosão da armadura.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese deste trabalho é que a maior influência é a dos parâmetros ligados à cinética da corrosão, ou seja, da intensidade e densidade de corrente de corrosão e da taxa de formação de óxidos de ferro na resposta dos modelos de propagação da corrosão.

2.4 PRESSUPOSTO

Como pressuposto da pesquisa admite-se que os modelos apresentados, dentro das condições para as quais foram propostos, são válidos para a previsão do desenvolvimento do processo de propagação da corrosão em condições naturais.

2.5 DELIMITAÇÃO

O presente trabalho delimita-se ao estudo de quatro modelos de previsão de vida útil para a fase de propagação da corrosão das armaduras em elementos de concreto armado.

2.6 LIMITAÇÕES

A seguir estão relacionadas as limitações do trabalho:

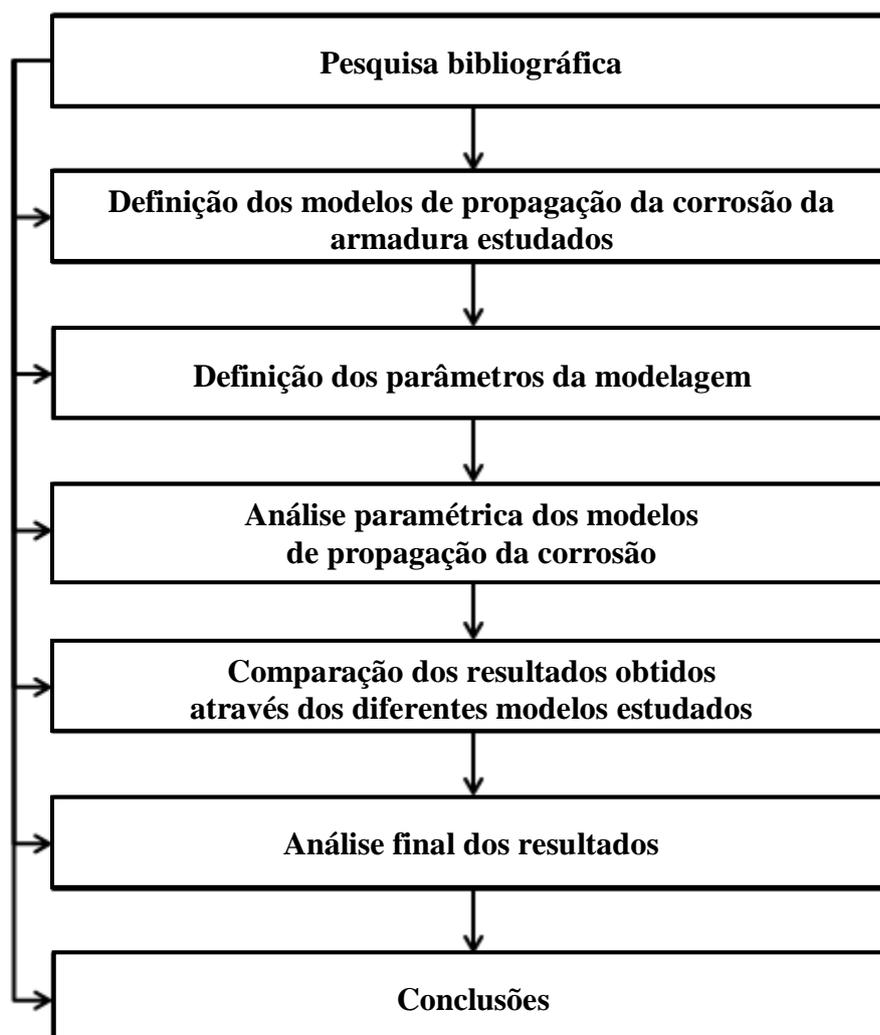
- a) serão estudados modelos referentes à propagação da corrosão em estruturas de concreto armado devido à contaminação por íons cloreto;
- b) os dados de entrada utilizados nos modelos serão obtidos de acordo com limites estabelecidos na literatura.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi delineado seguindo as seguintes etapas, que estão representadas na figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição dos modelos de propagação da corrosão da armadura estudados;
- c) definição dos parâmetros da modelagem;
- d) análise paramétrica dos modelos de previsão de vida útil;
- e) comparação dos resultados obtidos através dos modelos estudados;
- f) análise final dos resultados;
- g) conclusões.

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa



(fonte: elaborado pela autora)

A **pesquisa bibliográfica** está direcionada ao estudo de conceitos dos mecanismos da corrosão da armadura em concreto armado e de degradação estrutural causada por esse processo e dos conceitos de previsão de vida útil e durabilidade e visa proporcionar melhor entendimento da modelagem da fase de propagação da corrosão. Esta etapa se estende por todo o desenvolvimento do trabalho e tem, também, como o objetivo auxiliar a interpretação dos resultados obtidos.

A etapa de **definição dos modelos de propagação da corrosão da armadura estudados** é dedicada ao estudo e levantamento dos modelos propostos na literatura, bem como suas considerações. A partir deste estudo, serão definidos os modelos que serão estudados e avaliados de forma mais aprofundada neste trabalho.

A etapa de **definição dos parâmetros da modelagem** envolve o levantamento e definição dos parâmetros necessários para a avaliação dos modelos selecionados na etapa de definição dos modelos de propagação da corrosão da armadura a serem estudados. Nesta etapa também serão caracterizados os parâmetros intervenientes no processo da propagação da corrosão e as incertezas relacionadas às mesmas.

Durante a etapa da **análise paramétrica dos modelos de previsão de vida útil** são aplicados nos modelos os dados das condições de exposição e do material, isoladamente, a fim de obter informações suficientes para a avaliação da importância de cada parâmetro nos diferentes modelos. A etapa de **comparação dos resultados obtidos** tem como objetivo a comparação das respostas dos modelos para cada parâmetro avaliado através dos modelos de propagação da corrosão determinados na segunda etapa.

A etapa de **análise final dos resultados** se dedica a avaliar a importância dos parâmetros. Através desta etapa define-se quais parâmetros exercem maior influência na modelagem da propagação da corrosão. Por último, a etapa de **conclusões** se dedica ao fechamento do trabalho e às considerações finais.

3 CORROSÃO DA ARMADURA NO CONCRETO ARMADO

Este capítulo apresenta os principais conceitos relativos à corrosão da armadura. Com o objetivo de melhor contextualizar o trabalho, inicialmente são apresentados conceitos teóricos relativos à durabilidade e à perda de desempenho do concreto armado. A seguir, será apresentada uma breve discussão acerca dos mecanismos de despassivação e degradação do concreto armado, destacando-se os principais fatores intervenientes e as propriedades estruturais afetadas pela corrosão da armadura.

3.1. CONCEITOS BÁSICOS

Ainda que os procedimentos propostos pelas normas e códigos nacionais e internacionais para projeto de estruturas de concreto armado sejam, de forma geral, baseados em determinações analíticas de resistência à compressão de corpos-de-prova, atualmente há uma forte tendência à inclusão de exigências de durabilidade e vida útil nos projetos de Engenharia. Apesar do esforço da comunidade científica em introduzir esses conceitos, as definições de **durabilidade** e **vida útil** ainda não estão totalmente consolidadas.

O conceito apresentado pelo ACI Committee 201 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1991, p. 2) define a durabilidade do concreto de cimento Portland como a sua capacidade de resistir às intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. O concreto durável manterá sua forma, sua qualidade e sua capacidade de uso originais quando exposto ao meio para o qual foi projetado.

Entretanto, nenhum material é propriamente durável. Segundo Sentler (1987, p. 81), o material será afetado tanto pelo carregamento quanto pelos agentes do meio ao qual está exposto, logo as suas características serão alteradas durante o tempo. Com isso, a durabilidade não deve ser vista como absoluta, sendo mais apropriado avaliar um período em que as características do concreto armado não estarão abaixo de limites pré-estabelecidos. O autor ainda afirma que a vida útil de serviço de uma estrutura dependerá da abordagem dada aos problemas de durabilidade na fase de projeto e da forma como os critérios de desempenho são considerados na fase de construção.

Outro conceito de durabilidade, proposto pelo Comité Euro-International du Béton (1993, p. 262), define que estruturas de concreto armado devem ser projetadas, executadas e operadas de forma que, sob condições ambientais esperadas, mantenham sua segurança, funcionalidade e aparência aceitável durante um período de tempo, explícito ou implícito, sem que haja a necessidade de altos custos de manutenção e reparo não previstos.

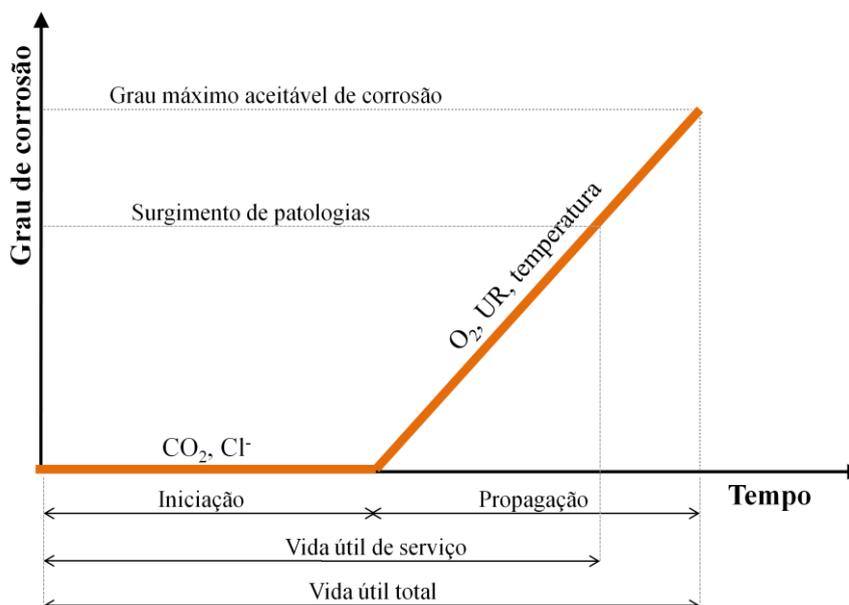
O ACI Committee 365 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2000, p. 2) define a vida útil como o período de tempo depois da instalação durante o qual a estrutura mantém o mínimo desempenho esperado quando submetida às atividades de manutenção previstas em projeto. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 15) utiliza um conceito bastante similar e define vida útil de projeto como o período durante o qual se mantêm as características da estrutura, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos em projeto. Mehta e Monteiro (2008, p. 122) explicam que um material atinge o final de sua vida útil quando suas propriedades tiverem se deteriorado de forma que a continuação da sua utilização se torna insegura e antieconômica.

O modelo clássico de degradação das armaduras de concreto armado proposto por Tuutti² (1982 apud HELENE, 1993, p. 48), conforme a figura 2, especifica a vida útil como o período no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para a qual foi projetada. Helene (2003, p. 48-49) descreve as seguintes etapas, ou seja, o período:

- a) que corresponde ao tempo necessário até a despassivação da armadura, denominado período de iniciação, geralmente associado à vida útil de projeto;
- b) correspondente ao tempo necessário até o aparecimento de patologias (manchas na superfície do concreto, fissuras ou deslocamento do concreto de cobrimento), chamado de vida útil de serviço;
- c) de tempo até a ruptura, colapso parcial ou total da estrutura, chamado de vida útil total.

² TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

Figura 2 – Modelo teórico de vida útil



(fonte: TUUTTI³, 1982 apud HELENE, 1993, p. 48)

O período de iniciação corresponde ao tempo necessário para que a frente de carbonatação ou à frente de cloretos atinja a armadura. O fato da despassivação da armadura ter ocorrido não necessariamente implica que haverá corrosão significativa do aço. No entanto, Helene (1993, p. 49) recomendada que o final desse período seja adotado como fim da vida útil de projeto.

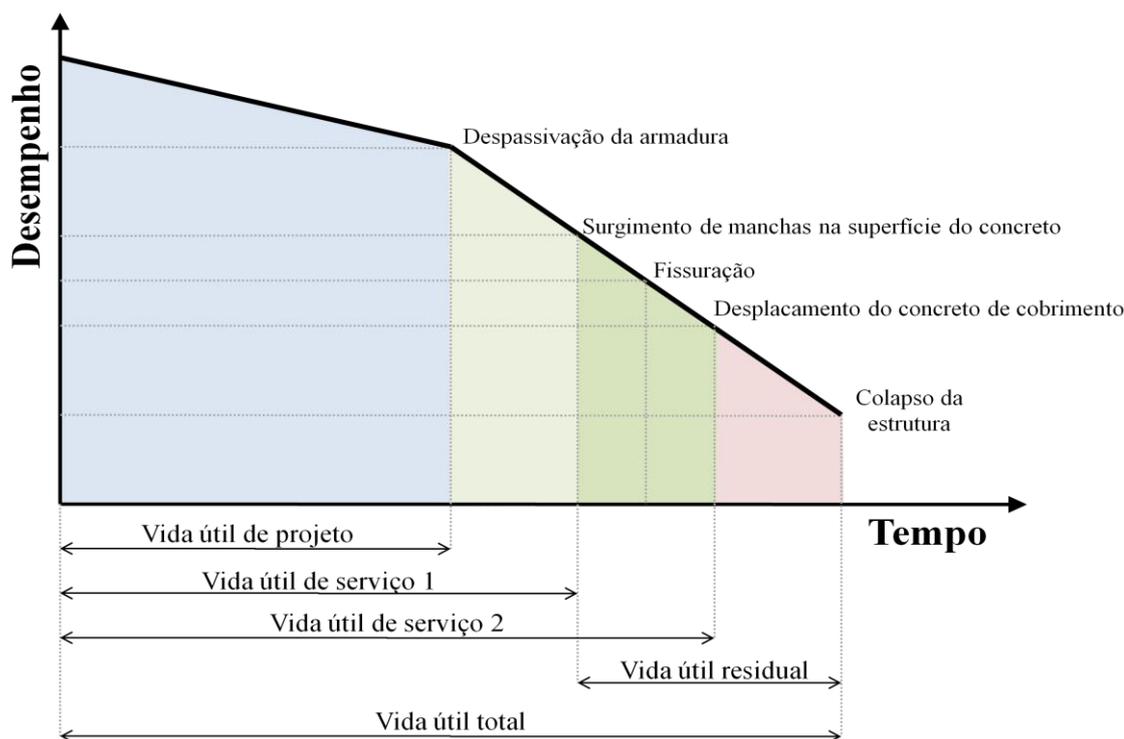
De acordo com Andrade (2005, p. 926), o fim da vida útil de utilização é variável e depende das necessidades do usuário da edificação. Em certas estruturas não é admitido nenhum tipo de manifestação patológica. Em outros casos elas só serão consideradas quando atingirem níveis que comprometam a funcionalidade e segurança da edificação.

Helene (1993, p. 50) apresenta graficamente os conceitos de vida útil anteriormente expostos, tomando por base as duas principais fases do modelo proposto por Tuutti⁴ (1982 apud HELENE, 1993, p. 48) e a perda de desempenho da estrutura. A figura 3 ilustra o conceito proposto por Helene (1993, p. 49).

³ TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

⁴ op. cit.

Figura 3 – Conceito de vida útil tomando-se por referência a corrosão da armadura



(fonte: adaptado de HELENE, 1993, p. 50)

3.2 PRINCÍPIOS DA CORROSÃO DA ARMADURA

Segundo Helene (1993, p. 1), a corrosão de uma forma geral pode ser entendida como a interação destrutiva de um material com o meio no qual está inserido, resultando de ações de natureza química ou eletroquímica e podendo ou não estar associada a ações físicas ou mecânicas de degradação. De acordo com o ACI Committee 201 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1991, p. 18), a corrosão da armadura é descrita como um processo eletroquímico no qual há a formação de uma zona anódica, onde ocorrem as reações de oxidação (área em que efetivamente se tem a perda de massa ou de seção), e a de uma zona catódica, onde ocorrem as reações de redução.

Helene (1993, p. 1) esclarece que, no que diz respeito à corrosão da armadura, essas ações deletérias se manifestam sob a forma de manchas marrom-avermelhadas causadas pelos produtos de corrosão, fissuras e deslocamento do concreto de cobrimento e perda de seção transversal das barras. Os efeitos estruturais dessas ações deletérias serão discutidos no item 3.3 deste capítulo.

Nepomuceno (2005, p. 794) explica que para uma estrutura, situada em um determinado ambiente, a espessura do revestimento e sua qualidade, que estão diretamente relacionadas com sua porosidade e pelo tipo de aglomerante utilizado, assumem grande importância para a previsão de vida útil das estruturas de concreto armado. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 14) define as classes de agressividade de acordo com as condições ambientais, conforme é indicado no quadro 1.

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 14)

De acordo com Helene (1993, p. 45), quando executado corretamente, o concreto protege a armadura sob os aspectos físico e químico. A proteção física é devida à barreira proporcionada pelo revestimento sobre o aço e sua eficiência depende da qualidade e dimensão da espessura do concreto de revestimento.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 15-17) define requisitos mínimos de qualidade do concreto e espessura do revestimento em função da classe de agressividade do meio para o qual a estrutura é projetada. O quadro 2 apresenta a correspondência entre as classes de agressividade e a qualidade do concreto a partir da relação água/cimento e classes de concreto para estruturas de concreto armado (CA) e protendido

(CP). O quadro 3 apresenta a correspondência entre as classes de agressividade ambiental e o cobrimento nominal da armadura.

Quadro 2 – Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS
 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 15)

Quadro 3 – Correspondência entre classes de agressividade ambiental e espessura do cobrimento nominal da armadura

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.
²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 16)

A proteção química resulta do alto pH (variando entre 12,5 e 13,5) que o concreto adquire durante as reações de hidratação do cimento, permitindo a formação de uma película protetora do aço, bastante densa e aderente, conhecida como camada passivante. No entanto, essa camada pode ser danificada pela presença de agentes agressivos, permitindo o desencadeamento do processo corrosivo (CASCUDO, 2005, p. 1072).

Helene (1993, p. 42) afirma que a perda da passivação da armadura pode desencadear um processo progressivo e autoacelerante de deterioração. Essa despassivação pode ocorrer principalmente devido à carbonatação e a contaminação por cloretos no concreto de cobrimento.

A rigor, para que haja a corrosão, é determinante a despassivação da armadura, que ocorre devido à presença de uma quantidade suficiente de cloretos, a queda do pH causada pela carbonatação ou uma combinação de ambos os fatores. Entretanto, a despassivação somente deixa a armadura vulnerável à corrosão. De acordo com Torres (2006, p. 19-20), para que o processo corrosivo da armadura seja desencadeado deve existir um eletrólito, disponibilidade de oxigênio e ser estabelecida uma diferença de potencial entre dois metais ou dois pontos de um mesmo metal.

Não há corrosão em concreto seco. O eletrólito, formado pela solução aquosa do concreto, é fundamental para que se estabeleça o processo de corrosão eletroquímica. Helene (1993, p. 38) afirma que, em geral, a água sempre está presente no concreto e haverá volume suficiente para constituir-se um eletrólito para o transporte de íons necessários para as reações de oxidação e redução.

Segundo Neville (1995, p. 63), a umidade relativa ótima para desencadeamento do processo corrosivo se encontra entre 70-80%. Em concretos com umidades relativas mais altas, a difusão do oxigênio será reduzida consideravelmente, dificultando a corrosão, uma vez que o oxigênio é fundamental para que ocorram as reações que dão origem aos óxidos e hidróxidos de ferro denominados produtos de corrosão.

A diferença de potencial entre dois pontos da barra advém das diferenças de umidade, de aeração, de concentração salina, de tensão no aço ou concreto ou de eventuais correntes de fuga ou pares galvânicos (HELENE, 1993, p. 38). De acordo com Torres (2006, p. 17), essa diferença de potencial provoca uma reação de redução-oxidação para que o sistema procure o seu equilíbrio.

A corrosão pode ser classificada entre local e disseminada. O processo de corrosão disseminada, que pode ocorrer tanto por carbonatação como por contaminação por cloretos, ocorre de forma homogênea em toda a barra e é iniciada quando a redução do pH ou o aumento do teor de cloretos provoca a despassivação da armadura (CAETANO, 2008, p. 46).

A corrosão local, também conhecida como corrosão por pite (*pitting corrosion*), está diretamente ligada à contaminação por cloretos. Este tipo de corrosão gera sinais de deterioração menos aparentes, pois progride de forma diferente, atacando mais severamente determinados pontos, gerando maior perda de seção da barra e não produzindo a mesma quantidade de produtos de corrosão e expansão volumétrica da corrosão disseminada. No entanto, é considerado um processo mais perigoso, pois pode levar a ruptura frágil da estrutura afetada (CAETANO, 2008, p. 47).

3.2.1 Corrosão por carbonatação

Segundo Cascudo (2005, p. 1072), o concreto representa um meio altamente alcalino, com pH variando entre 12,5 a 13,5. Ainda que se considere o emprego de cimentos contendo diversas adições, o pH é pouco afetado por esses materiais. Figueiredo (2005, p. 829) explica que a elevada alcalinidade do concreto é obtida principalmente devido à presença de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), liberado das reações de hidratação do cimento Portland, de hidróxido de sódio (NaOH) e de hidróxido de potássio (KOH) dissolvidos ou precipitados no concreto endurecido.

Conforme apresentado por Helene (1993, p. 99), a carbonatação do concreto é um processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial dos poros do concreto, a qual está saturada de hidróxidos de cálcio e outros compostos alcalinos hidratados. Essas reações são causadas essencialmente pela ação do gás carbônico (CO_2) presente na atmosfera, entretanto também pode ser causada por outros gases ácidos tais como o dióxido de enxofre (SO_2) e o gás sulfídrico (H_2S).

Figueiredo (2005, p. 831) explica que as reações de carbonatação resultam na redução do pH do concreto, através de uma frente de carbonatação que avança a partir da superfície, separando o concreto em duas zonas de pH bastante distintos: uma com pH acima de 12,5 e outra com pH igual ou inferior a 9. Essa frente avança progressivamente para o interior do concreto e ao atingir a armadura gera a sua despassivação, ou seja, dá início à corrosão.

Figueiredo (2005, p. 830) ainda afirma que a penetração de CO_2 no concreto ocorre preponderantemente por difusão. Os mecanismos de absorção capilar e migração de íons raramente se aplicam ao caso. Conseqüentemente, para que ocorram de fato as reações de carbonatação, primeiro deve haver a difusão gasosa do CO_2 , presente na atmosfera na fase

aquosa dos poros do concreto, para que depois possa ocorrer a reação química com os elementos alcalinos. Logo, para que a corrosão ocorra de forma natural, é necessário que haja, primeiramente, a solubilização do dióxido de carbono.

A velocidade e a profundidade de carbonatação dependem de diversos fatores relacionados com o ambiente no qual a estrutura está inserida e com as características finais do concreto endurecido. No que se refere às condições ambientais, Figueiredo (2005, p. 833-834) destaca como os principais fatores intervenientes no avanço da frente de carbonatação a concentração de CO₂ e a umidade relativa do meio.

De acordo com Helene (1993, p. 104), ao se tratar de carbonatação, a qualidade do concreto de cobrimento é um fator crucial, pois será a qualidade desses poucos centímetros de concreto que determinará a velocidade de penetração dos gases no componente estrutural. Figueiredo (2005, p. 836-840) destaca como características do concreto que exercem influência nesse processo o tipo e quantidade de cimento, a relação água/cimento, as condições de cura e a presença e abertura de fissuras.

A quantidade de compostos alcalinos disponíveis para reagir com o CO₂ depende diretamente do tipo de cimento empregado na produção do concreto. De acordo com Figueiredo (2005, p. 836), concretos com adições apresentam desempenho inferior no que diz respeito à resistência à carbonatação, entretanto essa diferença tem origem nos diferentes cuidados com a cura que cada cimento exige. As adições pozolânicas levam mais tempo para reagir, o que levaria a um refinamento dos poros e aumento do efeito barreira contra o avanço de CO₂.

A relação água/cimento está diretamente relacionada com a quantidade e as dimensões finais dos poros do concreto. Quanto maior a relação água/cimento, maior será a porosidade e a permeabilidade do material, facilitando a entrada de agentes agressivos. A influência desse parâmetro sobre a penetração de íons de cloreto é bastante similar ao caso da carbonatação (FIGUEIREDO, 2005, p. 838).

3.2.2 Corrosão por ataque de cloretos

O ACI Committee 222R (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2001, p. 5) aponta a despassivação por ataque de cloretos como a causa mais comum da corrosão da armadura. A

origem desses íons cloreto pode ser o uso de aditivos aceleradores de pega com base em cloreto de cálcio, a presença de contaminantes na água de amassamento ou os agregados utilizados, a exposição a ambientes marinhos ou industriais e a utilização de sal para degelo em estradas (prática comum em países com invernos mais rigorosos).

Figueiredo (2005, p. 843) descreve que os íons cloreto podem ser encontrados no interior do concreto na forma quimicamente combinada (cloroaluminatos), fisicamente adsorvidos na superfície dos poros capilares ou livres na fase aquosa dos poros do concreto. O autor explica que certa quantidade de íons cloreto pode ser tolerada sem risco de corrosão, uma vez que após reagir com os aluminatos provenientes do clínquer esses íons não estarão livres para danificar o filme passivante.

Entretanto, não há consenso na literatura sobre o teor crítico de cloretos que leva à despassivação da armadura. Glass e Buenfeld (1997, p. 1003), ao realizarem um extenso levantamento bibliográfico, verificaram que os valores indicados na literatura variam entre 0,17 e 2,5% de cloretos em relação à massa de cimento. Figueiredo (2005, p. 845) também relata essa extensa variação entre os valores limites e explica que o fato está associado à grande quantidade de fatores relacionados ao mecanismo de penetração dos íons cloreto através do concreto.

Figueiredo (2005, p. 843) ainda relata que diversos pesquisadores estão trabalhando no sentido de encontrar uma relação limite entre a concentração de íons cloreto e a concentração de hidroxilas (Cl^-/OH^-). Entretanto, Glass e Buenfeld (1997, p. 1011) afirmam que, entre as relações encontradas na literatura, o teor crítico de cloretos para a despassivação é melhor representado pelo conteúdo total de íons cloreto em relação à massa de cimento.

Helene (1993, p. 120-121) explica que no caso do concreto endurecido, os cloretos podem penetrar na estrutura através de mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons. Os cloretos potencialmente agressivos, de acordo com o autor, se encontram na natureza na forma dissolvida em água. Na forma de cristais sólidos não representam elevado risco, pois não penetram na rede de poros do concreto, que tem dimensões muito mais reduzidas que as dos cristais comuns. No entanto, como sólido, pode depositar na superfície e aí permanecer até que a presença de umidade o dissolva e o transporte para o interior da estrutura através de mecanismos de absorção capilar, difusão, permeabilidade ou migração de íons por ação de um campo magnético.

De acordo com Figueiredo (2005, p. 845), os fatores que influenciam a penetração dos íons de cloreto não diferenciam dos fatores envolvidos na penetração do CO₂. No entanto, esses fatores nem sempre influenciam de mesmo modo e intensidade.

A composição, o tipo e a quantidade de cimento estão diretamente ligados à quantidade de aluminato tricálcico (C₃A). A quantidade desse composto no concreto, por sua vez, determina a capacidade do cimento de reagir com os íons de cloreto. Cimentos com baixos teores de C₃A possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloreto através da formação de um sal insolúvel, o cloroaluminato de cálcio hidratado (C₃A.CaCl₂.10H₂O), que reduz a concentração de cloretos livres na solução aquosa dos poros do concreto (PAGE et al.⁵, 1996 apud FIGUEIREDO, 2005).

As condições ambientais também influenciam a penetração de íons cloreto de forma diferente da forma como influenciam a difusão do CO₂. Enquanto o dióxido de carbono encontra nos poros parcialmente preenchidos a melhor condição para a sua difusão, o transporte de íons cloreto só acontece na presença de água. Na situação em que a água que contém os cloretos encontra-se estagnada, a penetração ocorre através de mecanismo de difusão. A entrada dos cloretos também pode ocorrer por absorção capilar em concretos submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

3.3 EFEITOS DA CORROSÃO NO DESEMPENHO ESTRUTURAL

De acordo com Li (2003, p. 753), os efeitos da corrosão da armadura no desempenho estrutural de peças de concreto armado é uma combinação de diversos fatores. A forma como se propaga a corrosão, levando à fissuração, deslocamento e redução do desempenho estrutural em termos de resistência e utilização, é de vital importância no entendimento e modelagem da vida útil de estruturas.

Segundo Fang et al. (2004, p. 2159), a perda do desempenho estrutural de elementos de concreto armado frente à corrosão da armadura ocorre devido a três fatores:

- a) perda da seção transversal efetiva do concreto devido a fissuras no concreto de cobrimento;

⁵ PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; HOLDEN, W. R. The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**. v. 16, n. 1, p. 79-86, Jan. 1986.

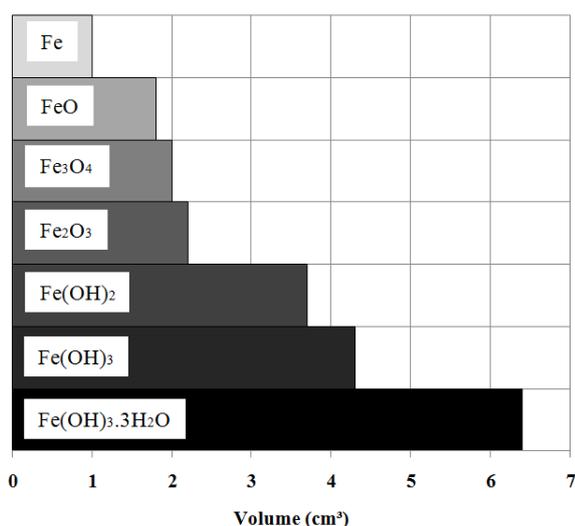
- b) redução do desempenho das barras devido à perda de seção transversal;
- c) diminuição do desempenho de aderência entre o concreto e a armadura.

De acordo com Graeff (2007, p. 34), as diversas propriedades estruturais das peças de concreto armado podem ser afetadas simultaneamente pela corrosão, acelerando seu efeito danoso. A seguir estão descritos os principais efeitos da corrosão da armadura e as suas consequências em termos de dano estrutural.

3.3.1 Desenvolvimento de tensões de tração e fissuração

Conforme descrito anteriormente, a corrosão da armadura pode ser classificada como local ou generalizada. A corrosão generalizada, que pode ocorrer tanto pela despassivação devido à ação da carbonatação quanto pelo ataque de cloretos, produz uma quantidade de óxidos e hidróxidos consideravelmente maior do que a corrosão local. Esses produtos de corrosão ocupam uma área diversas vezes superior do que o seu metal de origem, o aço. Helene (1993, p. 92) explica que sua deposição no entorno da barra, local que não era destinado a esses resíduos, gera tensões de tração causadas por essa expansão e que podem chegar à ordem de 15 MPa. A figura 4 apresenta os volumes relativos de alguns dos principais produtos de corrosão, comparativamente ao volume do metal ferro.

Figura 4 – Expansão típica de alguns produtos de corrosão aço



(adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2001, p. 5)

As fissuras causadas pela corrosão da armadura se estabelecem na direção longitudinal da barra afetada e são classificadas como fissuras ativas progressivas, isto é, têm aberturas que aumentam com o decorrer do processo corrosivo. Isto implica no lascamento do concreto, comprometendo o monolitismo estrutural, e posterior deslocamento do concreto de cobertura, deixando as armaduras expostas (CASCUDO⁶, 1997 apud GRAEFF, 2007, p. 44-45).

3.3.2 Redução da área de seção transversal das barras

O concreto armado é um material composto por concreto simples e barras de aço. Esses dois materiais devem agir solidariamente para resistir aos esforços aos quais são submetidos. Tendo em vista que o concreto não consegue acompanhar as grandes deformações da armadura e fissura nas zonas tracionadas, os esforços de tração são absorvidos apenas pelo aço. Sendo assim, o desempenho estrutural de peças de concreto armado depende significativamente da resistência à tração do aço (GRAEFF, 2007, p. 38).

De acordo com Graeff (2007, p. 38), quando a barra de armadura é atingida por cloretos, há a tendência do estabelecimento de um processo de corrosão local, formando pites. Neste ponto, a seção da armadura fica comprometida, com elevadas reduções, ou pode ocorrer a ruptura completa da seção sem que haja sinais de deterioração na superfície do concreto.

3.3.3 Aderência entre o aço e o concreto

Os esforços atuantes em uma estrutura de concreto armado são transmitidos do concreto ao aço através da aderência e ancoragem. De acordo com Caetano (2008, p. 56), a garantia de uma aderência eficiente é de fundamental importância para que seja obtido um bom comportamento de estruturas de concreto armado, dada a necessidade de uma adequada transferência de esforços para que o sistema trabalhe monoliticamente.

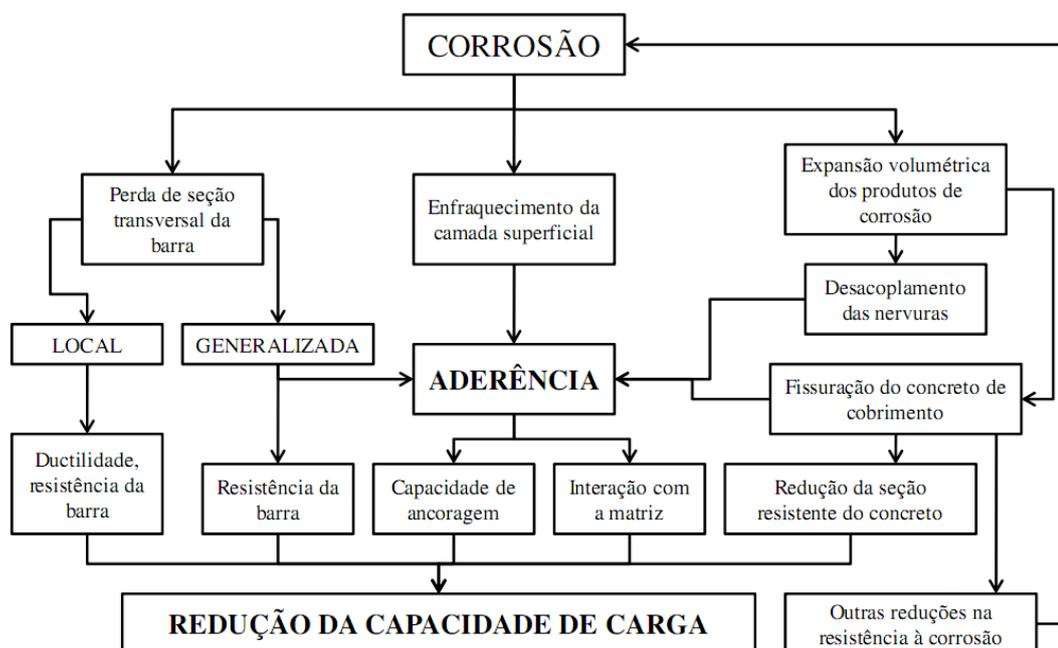
Segundo Caetano (2008, p. 9), o efeito da aderência no concreto armado, de uma forma geral, é dado através dos efeitos combinados da adesão superficial entre o aço e o concreto, o atrito gerado entre os mesmos e uma parcela referente ao mecanismo de intertravamento causado

⁶ CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras no concreto**: inspeções e técnicas eletroquímicas. Goiânia: UFG, 1997.

pelas nervuras e as cunhas de concreto formadas entre elas. Esse último mecanismo assume grande importância, pois é o principal responsável pelo desempenho global da aderência, sendo o grande responsável pela ancoragem entre a armadura e o concreto.

Com o desenvolvimento da corrosão, a aderência é prejudicada através da interação de diversos fatores. Almusallam et al. (1996, p. 123) explicam que a degradação contínua da aderência entre o aço e o concreto provoca a redução da capacidade de carga dos elementos estruturais. A figura 5 ilustra as potenciais consequências da corrosão da armadura no desempenho de estruturas de concreto armado.

Figura 5 – Efeitos da corrosão no desempenho estrutural



(fonte: adaptado de FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2000, p. 189)

Caetano (2008, p. 58) explica que os produtos de corrosão formados se alojam na interface da barra de aço e do concreto, comprometendo a adesão e o coeficiente de atrito. Progressivamente, a nervura é consumida pela corrosão, dando lugar a resíduos mecanicamente fracos. Em estágios avançados, a barra de aço será formada por um núcleo resistente envolto em uma crosta de metal alterado, anulando a eficiência da armadura. Todavia esse efeito só será significativo na presença de níveis elevados de corrosão.

4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS

Uma significativa parcela da comunidade técnico-científica mundial está interessada no estabelecimento de parâmetros adequados para a modelagem dos diversos fenômenos de degradação que ocorrem em estruturas de concreto armado. Este capítulo, portanto, se dedica à introdução de conceitos básicos para a compreensão da modelagem da vida útil de estruturas.

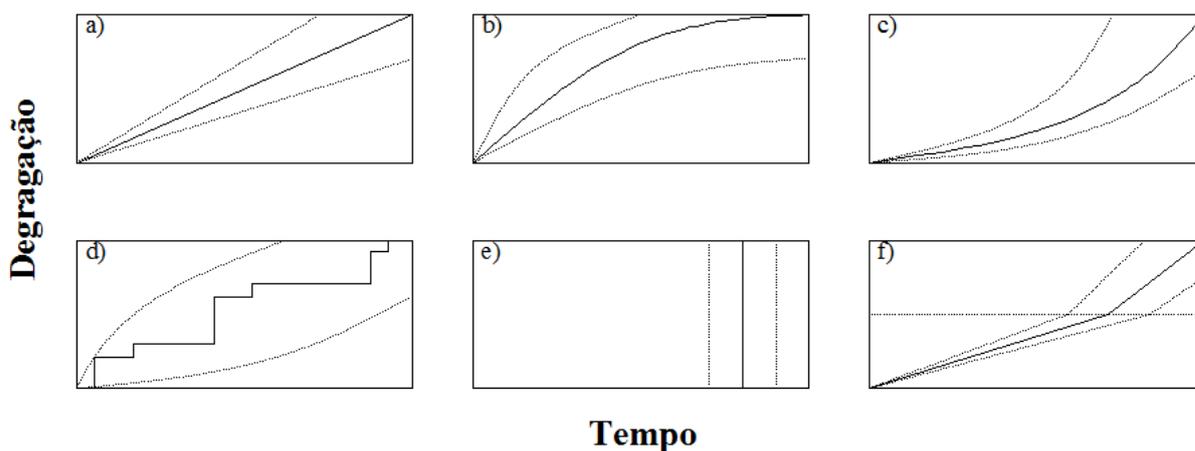
4.1 CONCEITOS BÁSICOS

De acordo com Andrade (2005, p 924), os modelos que tentam prever a vida útil de uma estrutura atingida por um determinado mecanismo de degradação devem fornecer ao projetista informações suficientes para avaliar as mudanças que ocorrem ao longo do tempo, levando em consideração as características do meio ao qual a estrutura está exposta. Van der Toorn (1994, p. 16-17) apresenta alguns modelos genéricos de processos de degradação, conforme apresentado na figura 6, de acordo com a forma e intensidade de ocorrência:

- a) a curva linear de degradação (figura 6a) é o exemplo mais simples, entretanto apresenta uma incerteza crescente;
- b) a curva com diminuição da taxa de degradação com o tempo (figura 6b) é a mais adequada para a modelagem do avanço da frente de cloretos ou carbonatação e pode ser descrita matematicamente como uma raiz quadrada ou função de erro;
- c) a curva com aumento da taxa de degradação com o tempo (figura 6c), seguindo uma curva exponencial, por exemplo, pode estar associada à fadiga ou perda da cobertura de taludes;
- d) em casos de colisões, por exemplo, a degradação é causada por sobrecargas e o processo deixa de ser contínuo, gerando uma curva em patamares (figura 6d);
- e) em casos extremos, ainda que não haja degradação alguma, uma sobrecarga extrema causa a ruptura da estrutura (figura 6e). Nota-se que neste caso, a importância da manutenção é mínima e a avaliação da conservação da estrutura requer uma abordagem diferenciada;
- f) em casos de componentes projetados de forma a ter mecanismos de dois estágios de degradação (figura 6f), como é o caso do concreto armado. No

primeiro estágio, uma camada de proteção é atacada (despassivação da armadura) e somente no segundo estágio a estrutura é degradada (propagação da corrosão).

Figura 6 – Possíveis formas de degradação



(fonte: adaptado de VAN DER TOORN, 1994, p. 17)

Contudo, vale salientar que o princípio básico desses modelos é genérico. Isto permite sugerir sua aplicação para outros processos de degradação, como o ataque por sulfatos, a reação álcali-agregado e as ações mecânicas.

Existem diversos métodos que podem ser empregados para a previsão de vida útil de estruturas de concreto, apresentados por Helene (1997, p. 13-17). A seguir, os princípios desses métodos serão apresentados sucintamente.

4.1.1 Abordagem com base nas experiências anteriores

A abordagem baseada nas experiências anteriores para a previsão de vida útil vem sendo empregada nas últimas décadas. Esta abordagem se apóia na adoção de limites máximos aceitáveis para a relação água/cimento e limites mínimos aceitáveis para a resistência à compressão e espessura de cobertura das armaduras (HELENE, 1997, p. 14).

Apesar dos mecanismos de degradação não serem explicitamente descritos e a classificação da agressividade do ambiente ser apenas qualitativa (fraca, moderada, severa e muito severa), essa forma de especificação é adequada. Nesse caso, as normas e códigos de prática devem servir como parâmetros para a tomada de decisões (ANDRADE, 2005, p. 927).

4.1.2 Abordagem com base em ensaios acelerados

Os ensaios acelerados de durabilidade são realizados com o objetivo de se determinar um fator que relacione os resultados de degradação obtidos em ensaios em laboratório e os resultados obtidos através da verificação do dano nos componentes quando expostos em condições naturais de envelhecimento. Segundo Andrade (2005, p. 928), a relação entre tais resultados não é trivial, pois tanto a interação existente entre os diversos fatores intervenientes nas formas de degradação que ocorrem na prática quanto à consequente dificuldade de se reproduzir e modelar tal comportamento em laboratório são condicionantes do sucesso dessa linha de investigação.

De acordo com Andrade (2001, p. 58), o ajuste das intensidades dos agentes necessários para provocar a aceleração da degradação pode vir a distorcer os resultados dos ensaios. Além disso, a obtenção de dados em campo é uma tarefa que apresenta um custo consideravelmente alto, uma vez que a quantidade de dados a ser coletada é alta, a fim de minimizar a variabilidade existente no processo.

4.1.3 Abordagem determinística

De acordo com Helene (1997, p. 14-15), a base científica dos métodos determinísticos são os mecanismos de transporte de gases, massa e íons através dos poros do concreto, no caso do período de iniciação e lei de Faraday da eletrólise no caso do período de propagação da corrosão. Nessa abordagem, considera-se tanto a qualidade do concreto, avaliada pelos parâmetros de permeabilidade, absorção capilar, difusão e migração de gases e íons, quanto o percurso que o agente agressivo deve percorrer até atingir a armadura em concentrações e quantidades suficientes para causar sua deterioração. Andrade (2005, p. 930) ressalta que, ao se empregar esse tipo de abordagem, não é levada em consideração a variabilidade das características do material e das condições de exposição nos modelos de previsão.

4.1.4 Abordagem probabilística

De acordo com Andrade (2001, p. 59), diversos problemas de Engenharia envolvem processos e fenômenos inerentemente aleatórios e certos parâmetros envolvidos não podem ser consideradas constantes no tempo. Desta forma, muitas decisões tomadas nas atividades de

projeto e planejamento de empreendimentos são invariavelmente tomadas sob condições de incerteza.

Os efeitos dessas incertezas são bastante significativos, se fazendo necessária a quantificação dessa aleatoriedade, bem como a verificação de seus efeitos como um todo. Desta forma, a aplicação de métodos e teorias de probabilidade se mostram bastante promissores como ferramentas para a solução de problemas de avaliação de vida útil (ANDRADE, 2001, p. 59-60).

No caso específico da previsão de vida útil de estruturas, os pesquisadores estão empregando técnicas de confiabilidade para predizer com uma maior margem de segurança como se comportará uma determinada estrutura. Para tanto, considera-se a aleatoriedade tanto das características dos materiais empregados na sua construção quanto das ações dos esforços e dos fatores ambientais durante uma determinada vida útil. Helene (1997, p. 18) afirma que a abordagem probabilística implica em uma perspectiva mais moderna e realista da questão da durabilidade no projeto de estruturas.

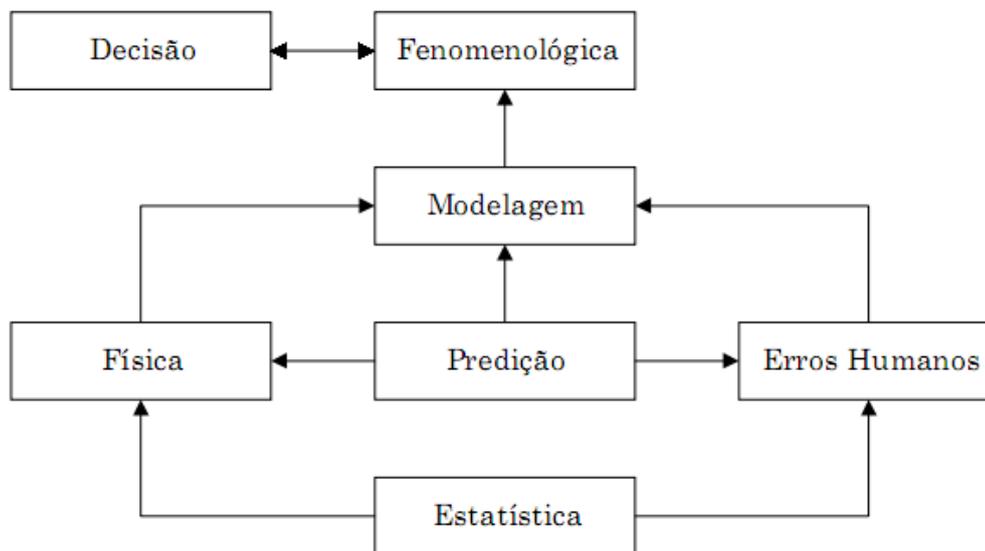
4.2. INCERTEZAS EXISTENTES NA ANÁLISE DA MODELAGEM

No momento da realização de uma análise em qualquer ramo da Engenharia, deve-se ter em mente a grande quantidade de incertezas inerentes ao processo. Tais incertezas estão associadas à variabilidade inerente ao próprio fenômeno físico em estudo ou com imperfeições relativas à sua modelagem.

Melchers⁷ (1987 apud ANDRADE, 2001, p. 100) enuncia algumas formas de incerteza, conforme indica a figura 7.

⁷ MELCHERS, R. **Structural reliability**: analysis and predicting. New York: John Wiley & Sons, 1987.

Figura 7 – Incertezas existentes na modelagem de um fenômeno



(fonte: MELCHERS⁸, 1987 apud ANDRADE, 2001, p. 100).

Andrade (2001, p. 100-101) descreve as origens dessas incertezas:

- a) no processo de decisão estão relacionadas com a exata definição do estado limite para um determinado fenômeno. Um exemplo claro dessa incerteza está ligado à definição dos estados limites últimos (de segurança) e dos estados limites de serviço;
- b) fenomenológicas estão associadas às falhas existentes nas etapas do processo construtivo que gerem outros problemas sobre qualquer aspecto do comportamento da estrutura;
- c) na modelagem são introduzidas ao se empregar uma relação simplificada entre os parâmetros a fim de representar o comportamento real do fenômeno de interesse;
- d) de predição do instante de falha está relacionada ao nível de informação que é disponibilizado para análise estrutural (valores reais de resistência, formas de carregamentos atuantes e efetivas dimensões dos elementos);
- e) físicas estão associadas com a própria natureza aleatória do fenômeno em questão;
- f) estatísticas estão associadas aos estimadores estatísticos que podem ser determinados a partir de informações sobre uma determinada variável básica (médias e desvios-padrão);
- g) relacionadas à falhas humanas são resultantes do envolvimento humano no projeto, uso e análise de uma estrutura.

⁸ MELCHERS, R. **Structural reliability**: analysis and predicting. New York: John Wiley & Sons, 1987.

4.3 MODELAGEM DA CORROSÃO EM ARMADURAS EM CONCRETO ARMADO

O grande impacto técnico e econômico da vida útil de estruturas de concreto armado tem sido amplamente discutido na comunidade técnico-científica. Paradoxalmente, no que toca a corrosão da armadura, providências a fim de estender a vida útil de serviço dessas estruturas só são tomadas a partir do momento em que os primeiros sinais de deterioração se tornam visíveis. Entretanto, a esta altura a estrutura já pode se encontrar severamente deteriorada (GONZÁLEZ et al., 1996, p. 101).

De acordo com Andrade (2001, p. 60-61), com o desenvolvimento de pesquisas na área, a previsão de vida útil das estruturas de concreto armado relativa à etapa de iniciação da corrosão pode ser realizada minimizando as incertezas implícitas no resultado. Para tanto, a incorporação de conceitos do mecanismo de transporte de massa e energia, que levam a em consideração a transferência de substâncias em meios porosos tem sido amplamente empregados.

Paralelamente, observa-se a evolução de modelos básicos que representam as leis de transporte (leis de Fick, Darcy, Arrhenius e Laplace). Com a utilização de ferramentas computacionais cada vez mais sofisticadas tornou-se possível a aplicação dessas teorias para a resolução de formulações cada vez mais complexas, que contemplam uma grande parte dos fenômenos de transporte de forma mais adequada (ANDRADE, 2001, p. 61).

Entretanto, um número consideravelmente menor de pesquisas está voltado para a avaliação do período de propagação da corrosão, parcialmente devido à escassez de dados de degradação para este período. Não obstante, a discussão de um grau de corrosão inaceitável é discutida mais amplamente no âmbito filosófico do que quantitativo. Visando o desenvolvimento dos modelos de propagação da corrosão, é necessária (ANDRADE et al., 1990, p. 30):

- a) a definição mais precisa de níveis de deterioração que afetarão o uso ou a capacidade de carga da estrutura;
- b) a determinação dos parâmetros-chave de deterioração, ou seja, os parâmetros que necessitam ser medidos para que se possa quantificar o dano;
- c) a transformação de dados experimentais de taxas de corrosão da armadura em formas aplicáveis no parâmetro-chave.

Os critérios sugeridos na literatura a fim de se determinar o fim do período de propagação, ou seja, o fim da vida útil total da estrutura, variam entre o tempo para o surgimento de fissuras e a perda da capacidade portante. O surgimento de fissuração é geralmente considerado o ponto no qual a estrutura necessita de reparos, por razões estéticas e para evitar a propagação do dano (WEBSTER, 2000, p. 219).

Os modelos estudados neste trabalho são válidos para a propagação da corrosão até o surgimento da primeira fissura, uma vez que após a fissuração a entrada de cloretos, a disponibilidade de oxigênio e a umidade são radicalmente alteradas.

5 ANÁLISE DOS MODELOS DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO E SEUS PARÂMETROS

Neste capítulo serão abordados alguns modelos de propagação da corrosão da armadura e a influência das características dos seus materiais e das condições onde a estrutura está inserida. A fim de se prever adequadamente a vida útil de estruturas de concreto armado é necessário conhecer os parâmetros que influenciam de forma mais efetiva o processo corrosivo.

Com o objetivo de esclarecer conceitos referentes à obtenção dos dados necessários para a avaliação da vida útil residual de estruturas e modelagem da propagação da corrosão, inicialmente será apresentada uma breve discussão acerca da obtenção dos dados de degradação de concreto.

5.1 OBTENÇÃO DE DADOS DE DEGRADAÇÃO

Possan (2010, p. 47-49) propõe que a previsão da vida útil de estruturas de concreto armado seja conduzida em quatro etapas distintas: coleta de dados, modelagem da degradação, simulação da degradação e tomada de decisão. A coleta de dados é uma fase essencial nos estudos de predição da vida útil, demandando uma compilação de informações acerca de fatores relacionados ao projeto (relação água/aglomerante, espessura do cobrimento, resistência), ao processo construtivo (nível de controle de qualidade da obra), à durabilidade (condições de exposição) e às ações de operação, manutenção e reparo da estrutura. Os dados ou indicadores de degradação (relacionados a questões de durabilidade) necessários para a modelagem e previsão de vida útil tem diferentes origens, que variam desde ensaios acelerados de laboratórios e investigações *in situ* até a consulta de especialistas, literatura, histórico de dados, entre outros.

Possan (2010, p. 50) ainda explica que, em geral, os estudos de Engenharia são conduzidos a partir de ensaios de laboratório e de campo. Entretanto, na ausência desses dados, podem ser adotadas informações subjetivas provenientes de consultas a especialistas. Este método tem como princípio básico que, através de experiências adquiridas em situações de campo e laboratório ao longo dos anos, esses profissionais acumulam conhecimentos empíricos e

heurísticos na área. O quadro 4 sintetiza as fontes de obtenção de informações para a modelagem e previsão de vida útil.

Quadro 4 – Possíveis fontes de dados de degradação de estruturas de concreto

Tipo	Origem	Observações
Objetiva	<p>Testes de laboratório de desempenho de materiais fornecendo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - indicadores de desempenho de ações de manutenção, reparo e reabilitação - indicadores de durabilidade - indicadores de desempenho das proteções (pinturas em aço, proteção anódica, catódica, entre outras); <p>Investigação <i>in situ</i> fornecendo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - os indicadores supracitados; - a velocidade e intensidade do processo de degradação de construções reais. 	<p>Informações advindas destas fontes apresentam elevado potencial de uso. O ideal é que elas sejam agrupadas em bancos de dados, pois facilitam o acesso à informação e, conseqüentemente, elevam a confiabilidade dos resultados apresentados. Estes bancos de dados podem ser formados com dados de teses, dissertações, artigos acadêmicos, estudos de casos, entre outras fontes confiáveis.</p>
	<p>Indicadores de desempenho e eficiência fornecidos pelo fabricante ou mantenedor do componente, subsistema e sistema.</p>	<p>Estas informações também são de utilidade para determinação ou avaliação dos prazos de garantia.</p>
Subjetiva	Experiência de especialistas	Na carência de dados reais, informações advindas do conhecimento de <i>experts</i> podem ser empregadas

(fonte: adaptado de POSSAN, 2010, p. 49)

5.2 MODELO DE BAZANT

Bazant⁹ (1979 apud WEBSTER, 2000, p. 31) propôs um método para a estimativa do tempo necessário para o surgimento da primeira fissura. O modelo é baseado nas seguintes premissas:

- a) o transporte de íons cloreto e oxigênio no concreto é quase estacionário;
- b) a fissuração é causada pelo acúmulo de óxidos expansivos depositados sobre a barra de aço que começam a se formar no instante que ocorre a despasseivação;
- c) os produtos de corrosão formados são compostos de óxidos férricos ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), que tem densidade igual a 25% da densidade do aço ($\rho_{corr} = 3,6 \text{ g/cm}^3$).

⁹ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

Dessa forma, a deformação causada pelas tensões de tração provocadas no concreto é igual à variação do diâmetro da barra e cresce com o aumento dos volumes de produtos de corrosão gerados no processo, levando a estrutura à fissuração. Quando a expansão dos produtos de corrosão leva a deformação do concreto a um nível crítico é possível relacionar essa deformação com a duração do período de corrosão, conforme a equação 1 (BAZANT¹⁰, 1979 apud WEBSTER, 2000, p. 32):

_____ (equação 1)

Onde:

t_{cr} é o tempo até a fissuração (anos);

ρ_{corr} é o fator de densidades combinadas do aço e dos produtos de corrosão (3,6 g/cm³);

D é o diâmetro inicial das barras (cm);

ΔD é a variação no diâmetro das barras devido à corrosão (cm);

S é o espaçamento horizontal das barras de aço mais superficiais (cm);

j_r é a taxa de formação de produtos de corrosão (g/cm².ano).

Ahmad (2003, p. 466-467) explica que a taxa de formação dos produtos de corrosão pode ser calculada a partir da lei de Faraday, conforme a equação 2.

_____ (equação 2)

Onde:

j_r é a taxa de formação de produtos de corrosão (g/cm².s);

W_{Fe} é o peso equivalente do ferro (27,925 g/mol);

F é a constante de Faraday (96845,54 s.A/mol);

i_{corr} é a densidade de corrente de corrosão (A/cm²).

¹⁰ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

De acordo com Torres (2011, p. 23-24), a densidade de corrente da corrosão é um parâmetro medido eletroquimicamente que se relaciona diretamente com a taxa de corrosão. Valores de densidade de corrente medidos periodicamente em estruturas reais ou corpos-de-prova podem ser utilizados para obter a evolução do processo corrosivo, enquanto valores isolados registram a intensidade da corrosão naquele momento. O quadro 5 apresenta valores de densidade de corrente como parâmetro para a caracterização da intensidade do processo corrosivo. A partir destes valores, foram calculadas taxas de formação de produtos de corrosão equivalentes para as diferentes densidades de corrente de corrosão, conforme o quadro 6.

Quadro 5 – Densidade de corrente de corrosão como parâmetro para avaliação da intensidade da corrosão

i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Intensidade da corrosão
10-100	Muito elevada
1-10	Elevada
0,1-1	Moderada
<0,1	Desprezível

(fonte: MILLARD et al.¹¹, 2001 apud TORRES, 2011, p. 23)

Quadro 6 – Taxas de corrosão calculadas a partir da lei de Faraday

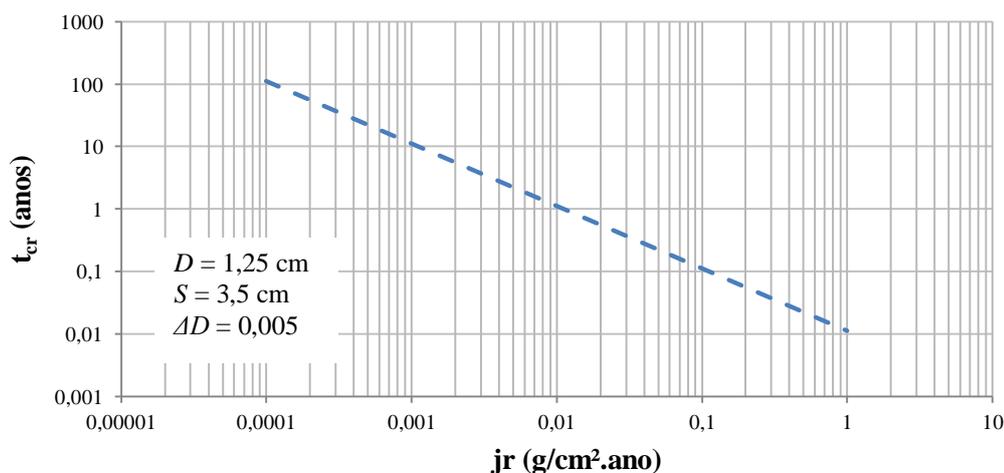
i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	j_r ($\text{g}/\text{cm}^2.\text{ano}$)
0,1	0,0009127
1	0,0091272
10	0,0912722
100	0,9127219
200	1,8254437

(fonte: elaborado pela autora)

¹¹ MILLARD, S. G.; LAW, D.; BUNGEY, J. H., CAIRNS, J. Environmental influences on linear polarization corrosion rate measurement in reinforced concrete. **NDT & E International**, [S. l.], v. 34, n. 6, p. 409-417, Sep. 2001

A figura 8 demonstra a influência da taxa de formação de produtos de corrosão no cálculo do tempo até a fissuração. Para este cálculo foram fixados os valores de diâmetro (1,25 cm), espaçamento horizontal entre as barras (3,5 cm) e máxima variação no diâmetro da barra (0,005 cm), este último correspondendo à deformação máxima para um concreto de resistência à compressão característica (f_{ck}) de 45 MPa.

Figura 8 - Influência da taxa de formação de produtos de corrosão no tempo até a fissuração



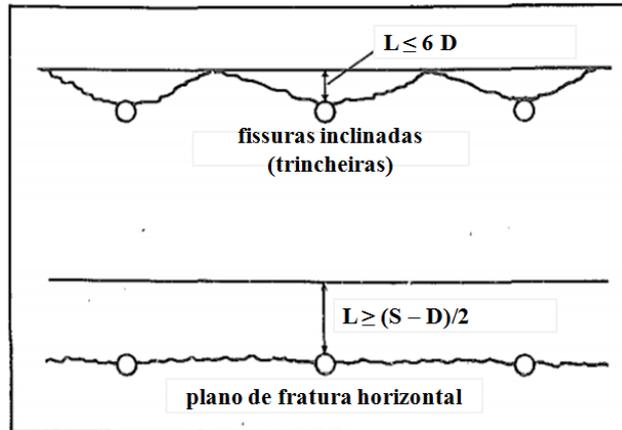
(fonte: elaborado pela autora)

Ressalta-se que a relação entre o tempo até a fissuração e a taxa de formação de produtos de corrosão não é linear. Este comportamento é compatível com o fato da corrosão da armadura ser um processo dinâmico, onde a taxa de formação de produtos de corrosão não segue linearmente, mas decresce na medida em que a espessura da camada de óxidos formada aumenta.

Bazant¹² (1979 apud LIU, 1996, p. 33) explica que a forma da fissuração pode ser inclinada ou horizontal (no plano das barras de armadura), dependendo da espessura do revestimento. Para espessuras menores que seis vezes o diâmetro da barra, espera-se que a fissuração ocorra de forma inclinada, enquanto para espessuras maiores que a metade da diferença entre o espaçamento e o diâmetro, a fissura deverá ocorrer de forma horizontal. A figura 9 ilustra a forma esperada da fissuração de acordo com as relações entre diâmetro, revestimento e espaçamento descritas pelo autor.

¹² BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

Figura 9 – Forma da fissuração esperada de acordo com as relações entre cobrimento, espaçamento e diâmetro



(fonte: CADY; WEYERS, 1984, p. 36)

Desta forma, a variação no diâmetro das barras devido à corrosão do aço é dada de acordo com o tipo de fissuração. A equação 3 é válida para rupturas inclinadas e a equação 4 para o caso de rupturas horizontais no plano das barras (BAZANT, 1979 apud CADY; WEYERS, 1984, p. 36):

— (equação 3)

— (equação 4)

Onde:

ΔD é a variação no diâmetro das barras devido à corrosão (cm);

f'_t é a resistência à tração do concreto (MPa);

L é a espessura do cobrimento de concreto (cm);

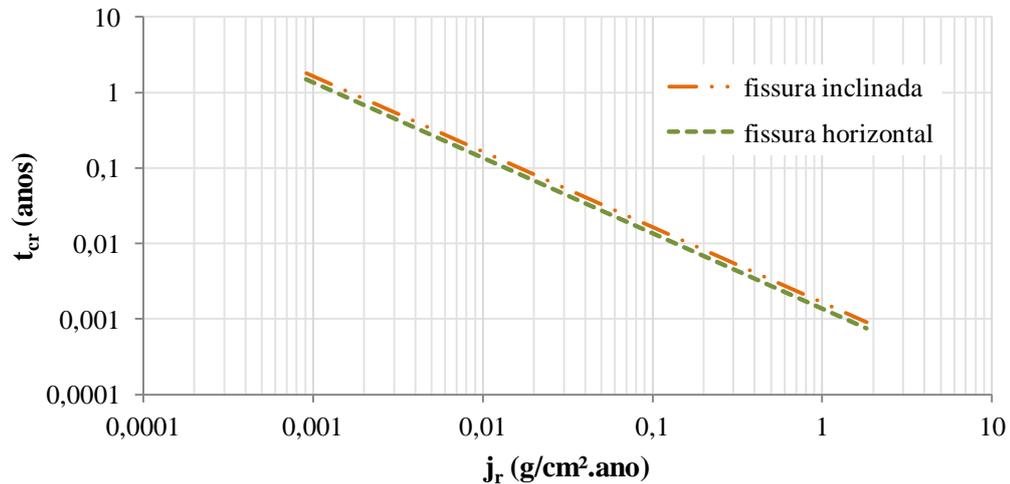
D é o diâmetro inicial das barras (cm);

S é o espaçamento horizontal entre as barras;

δ_{pp} é a flexibilidade orifício da barra no concreto (cm/MPa).

Cady e Weyers (1984, p. 36) explicam que há uma zona de incerteza acerca do modo de ruptura quando as relações sugeridas entre diâmetro, cobrimento e espaçamento das barras atendem aos dois critérios. A figura 10 demonstra o comportamento do modelo calculando-se a máxima variação do diâmetro da barra para fissuras inclinadas e horizontais. Para este cálculo foram fixados os valores do diâmetro (1,0 cm), cobrimento (3 cm) e espaçamento (6 cm) de forma a atender os dois critérios da forma de ruptura. Os parâmetros referentes às características do concreto estão descritos no quadro 7 e foram estimados de acordo com os métodos de cálculo da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Figura 10 – Influência do tipo de ruptura esperada no cálculo do tempo para fissuração



(fonte: elaborado pela autora)

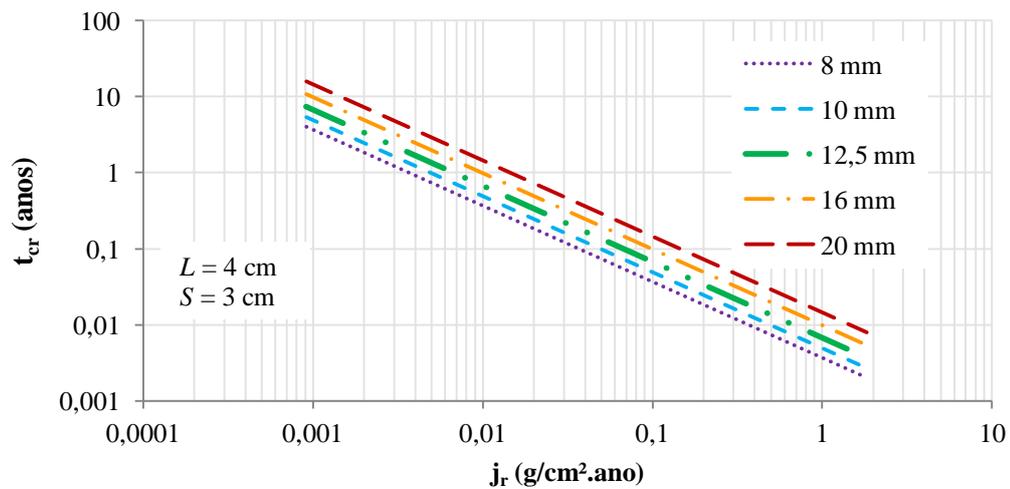
Quadro 7 – Parâmetros estabelecidos para o cálculo da influência do tipo de ruptura no tempo até a fissuração

Parâmetro	Valor
Resistência à compressão característica (f_{ck})	45 MPa
Resistência média à tração ($f_{ct,m}$)	3,79 MPa
Módulo de elasticidade (E)	31,93 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Coefficiente de fluência (φ_{cr})	2

(fonte: elaborado pela autora)

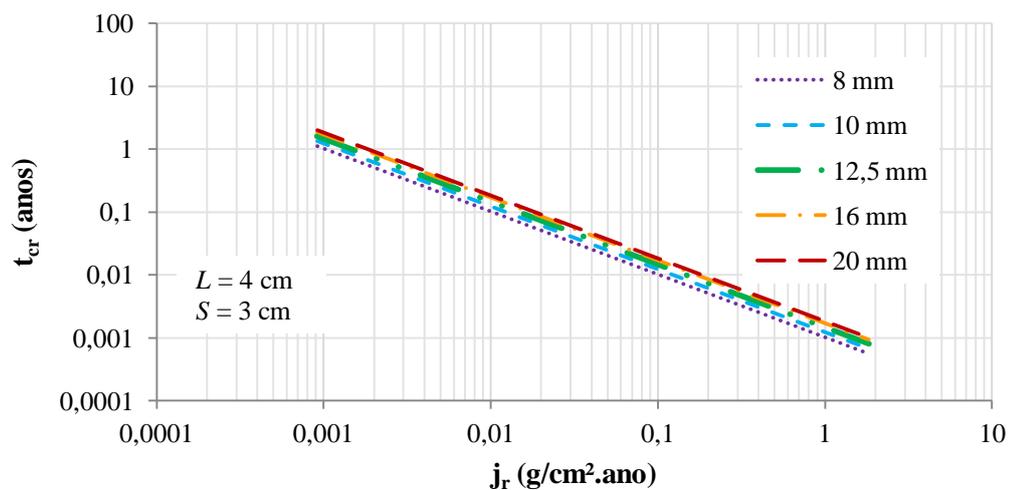
A figura 11 ilustra a influência do diâmetro das barras de armadura no cálculo do tempo até a fissuração para rupturas inclinadas e a figura 12 apresenta esta relação para rupturas horizontais. Os parâmetros referentes à característica do concreto são idênticos aos apresentados no quadro 7. O cobrimento e o espaçamento foram fixados em 4 e 3 cm, respectivamente, para os dois casos.

Figura 11 – Influência do diâmetro das barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas inclinada



(fonte: elaborado pela autora)

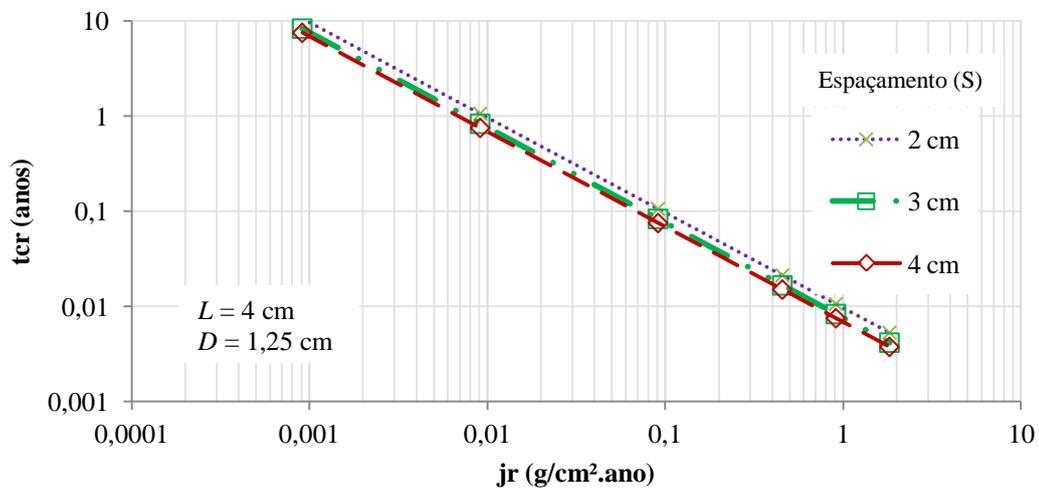
Figura 12 - Influência do diâmetro das barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas horizontais



(fonte: elaborado pela autora)

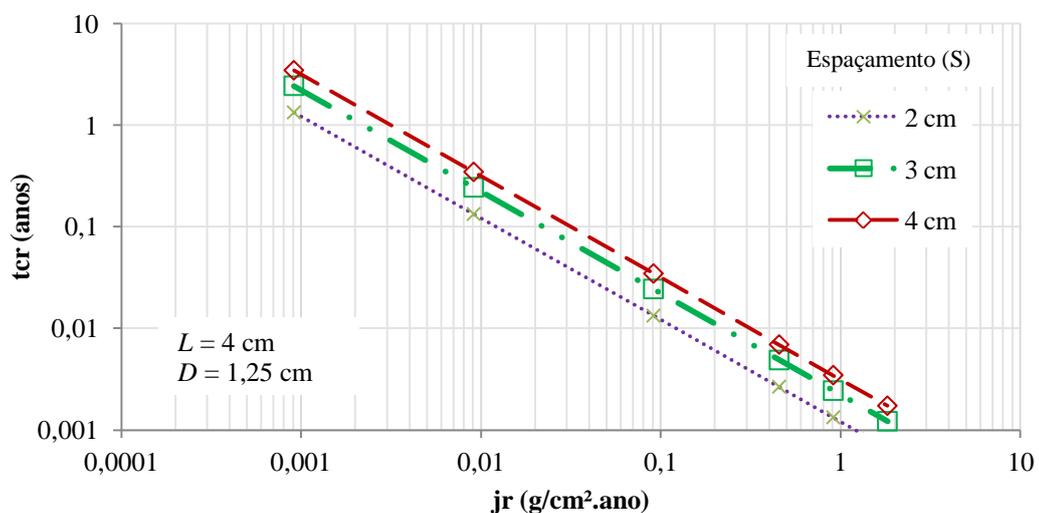
Ao observar os resultados, fica claro que a influência do diâmetro é mais marcante no cálculo onde se considera que a fissuração ocorrerá de forma inclinada (forma de cunhas), pois essa formulação está relacionada com a variação da razão cobertura/diâmetro. Por outro lado, a formulação que considera a fissuração horizontal no plano das barras é mais fortemente influenciada pela razão espaçamento diâmetro. As figuras 13 e 14 apresentam o tempo até a fissuração considerando rupturas inclinadas e horizontais, respectivamente. Os parâmetros de resistência do concreto são idênticos aos apresentados no quadro 7.

Figura 13 – Influência do espaçamento entre barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas inclinadas



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 14 – Influência do espaçamento entre barras de armadura no tempo até a fissuração para rupturas horizontais



(fonte: elaborado pela autora)

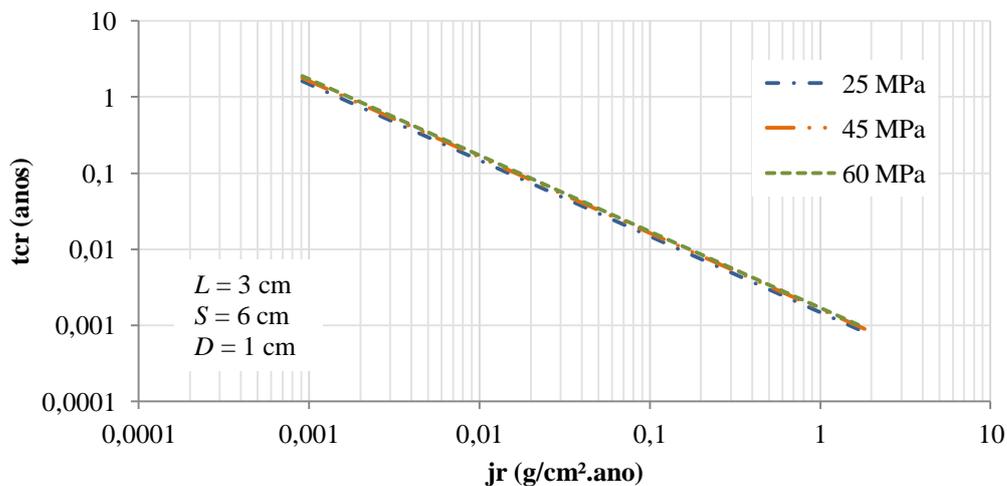
As figura 15 e 16 demonstram a influência da resistência à compressão na resposta do tempo até a fissuração calculado pelo modelo. Os parâmetros relativos à resistência do concreto estão descritos no quadro 8. Os valores de cobrimento, espaçamento e diâmetro foram fixados em 3, 6 e 1 cm respectivamente.

Quadro 8 – Parâmetros estabelecidos para o cálculo da influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração

Parâmetro	25 MPa	45 MPa	60 MPa
Resistência média à tração ($f_{ct,m}$)	2,58 MPa	3,79 MPa	4,59 MPa
Módulo de elasticidade (E)	23,80 GPa	31,93 GPa	46,87 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2		
Coefficiente de fluência (ϕ_{cr})	2		

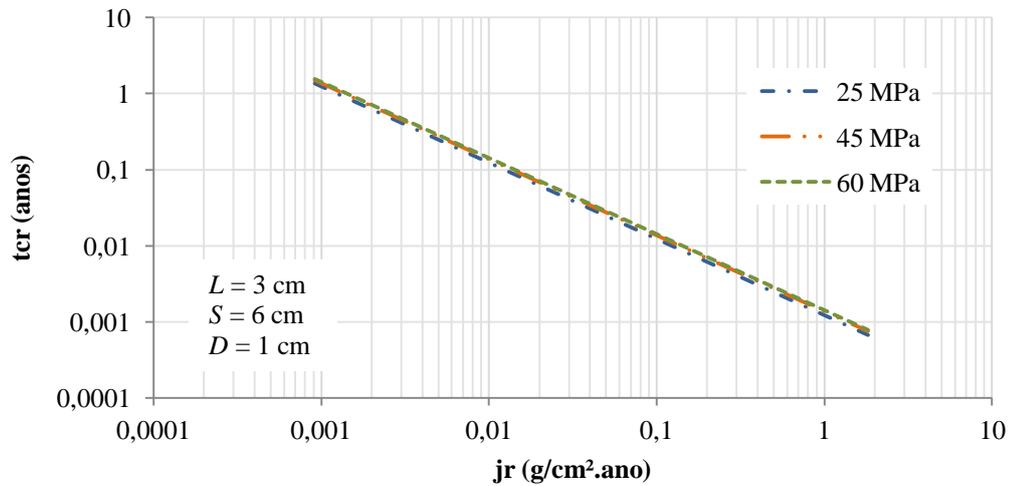
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 15 – Influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração para rupturas inclinadas



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 16 – Influência da resistência à compressão no tempo até a fissuração para rupturas horizontais



(fonte:elaborado pela autora)

A resistência à compressão (f_{ck}) não exerce influência direta na formulação deste modelo, entretanto estes valores foram utilizados para estimar a resistência à tração do concreto. Estes parâmetros, no entanto, não têm influência significativa na resposta da modelagem, como mostra o quadro 9.

Quadro 9 – Influência da variação da resistência à compressão no tempo até a fissuração

rupturas inclinada				rupturas horizontais			
fck	jr (g/cm ² .ano)	icorr (μA/cm ²)	tcr (anos)	fck	jr (g/cm ² .ano)	icorr (μA/cm ²)	tcr (anos)
25 MPa	0,00913	1	0,163	25 MPa	0,00913	1	0,009
	0,09127	10	0,016		0,09127	10	0,091
	0,91272	100	0,002		0,91272	100	0,913
45 MPa	0,00913	1	0,180	45 MPa	0,00913	1	0,009
	0,09127	10	0,018		0,09127	10	0,091
	0,91272	100	0,002		0,91272	100	0,913
60 MPa	0,00913	1	0,188	60 MPa	0,00913	1	0,009
	0,09127	10	0,019		0,09127	10	0,091
	0,91272	100	0,002		0,91272	100	0,913

(fonte: elaborado pela autora)

Infelizmente, o modelo de Bazant¹³ (1979 apud LIU, 1996, p. 34) não dispõe de dados empíricos de campo ou laboratório para de validar sua teoria. Liu (1996, p. 34) afirma que o tempo previsto até a fissuração obtido através deste modelo é consideravelmente subestimado. Entretanto, o autor não apresenta resultados demonstrando a relação entre os tempos teóricos e empíricos para comprovar tal fato.

É bastante provável que o modelo proposto resulte em tempos até a fissuração mais curtos do que em condições naturais, pois é considerado que todo produto de corrosão formado induz tensões de tração no entorno da armadura. Diversos pesquisadores constataram que esses produtos de corrosão se difundem na rede de poros do concreto. É improvável que haja formação de tensões até a saturação dos poros do entorno da barra e os óxidos formados não tenham espaço para se expandir.

Cady e Weyers (1984, p. 34-44) utilizaram o modelo de Bazant como parte de um modelo de previsão de vida útil para pontes. Os autores explicam que ainda que o modelo de Bazant subestime o tempo da propagação da corrosão, ao se tratar de taxas de corrosão altas, um erro relativo grande resultará em um erro absoluto pequeno. O modelo, porém, não traz resultados satisfatórios para taxas de corrosão mais baixas.

5.3 MODELO DE MORINAGA

O modelo apresentado por Morinaga¹⁴ (1989 apud LIU, 1996, p. 34) baseia-se em dados coletados em laboratório e em campo. As equações empíricas propostas por esse modelo tem como premissa que a vida útil de uma estrutura ou elemento de concreto pode ser estimada a partir do cálculo da quantidade de corrosão que causará a fissuração do cobrimento. A equação 5 expressa a quantidade crítica de corrosão que levará à fissuração.

13 BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

14 MORINAGA, S. **Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel**. Special Report of Institute of Technology, n. 23, June 1988, 82 p.

(equação 5)

Onde:

Q_{cr} é a massa crítica de produtos de corrosão (10^{-4} g/cm²);

d é o diâmetro das barras (mm);

c é a espessura do revestimento (mm);

A partir desses valores é possível determinar o tempo para fissuração a partir da equação 6:

(equação 6)

Onde:

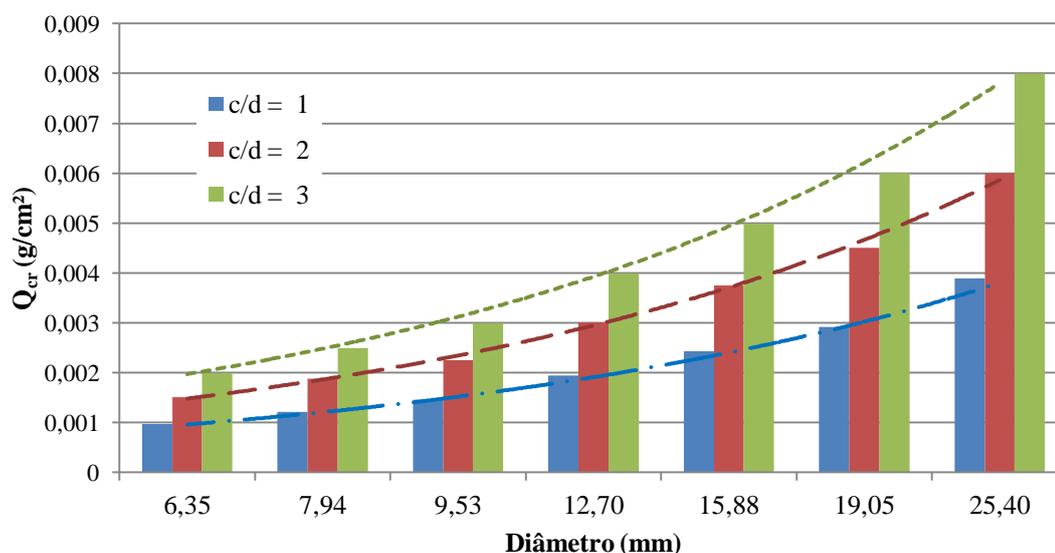
t_{crit} é o tempo até a fissuração (dias);

Q_{cr} é a massa crítica de produtos de corrosão (10^{-4} g/cm²);

q é a taxa de corrosão (g/cm².dia).

A resposta desse tipo de modelagem é governada pela espessura do revestimento e pela taxa de corrosão. Evidentemente, as equações empíricas propostas nesse modelo não consideram explicitamente as propriedades mecânicas do concreto, que afetam significativamente o tempo necessário para a fissuração. A taxa de corrosão q , no entanto, está diretamente ligada às propriedades relativas à qualidade do concreto (relação água/cimento, estrutura da rede de poros, entre outros). A figura 17 ilustra a variação da massa crítica de produtos de corrosão em função dos diâmetros e das razões revestimento/diâmetro. O quadro 10 apresenta o cálculo do tempo necessário para fissuração em função de diversas taxas de corrosão.

Figura 17 – Massa crítica de produtos de corrosão para diferentes razões cobrimento/diâmetro



(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 10 – Cálculo do tempo até a fissuração (em dias) para diferentes taxas de corrosão q e relações cobrimento/diâmetro

c/d	c (mm)	d (mm)	Q_{cr} (10^{-4} g/cm 2)	i_{corr} (μ A/cm 2)				
				0,1	1	10	50	100
				q (g/cm 2 .dia)				
				2,50e-06	2,50e-05	0,00025	0,00125	0,0025
1	6,35	6,35	9,73	388,94	38,89	3,89	0,78	0,39
	7,94	7,94	12,16	486,17	48,62	4,86	0,97	0,49
	9,53	9,53	14,59	583,40	58,34	5,83	1,17	0,58
	12,70	12,70	19,45	777,87	77,79	7,78	1,56	0,78
	15,88	15,88	24,31	972,34	97,23	9,72	1,94	0,97
	19,05	19,05	29,18	1166,81	116,68	11,67	2,33	1,17
	25,40	25,40	38,90	1555,74	155,57	15,56	3,11	1,56
2	12,70	6,35	15,01	600,41	60,04	6,00	1,20	0,60
	15,88	7,94	18,77	750,51	75,05	7,51	1,50	0,75
	19,05	9,53	22,52	900,62	90,06	9,01	1,80	0,90
	25,40	12,70	30,03	1200,82	120,08	12,01	2,40	1,20
	31,75	15,88	37,53	1501,03	150,10	15,01	3,00	1,50
	38,10	19,05	45,04	1801,24	180,12	18,01	3,60	1,80
	50,80	25,40	60,06	2401,65	240,16	24,02	4,80	2,40

3	19,05	6,35	19,98	799,20	79,92	7,99	1,60	0,80
	23,81	7,94	24,98	999,01	99,90	9,99	2,00	1,00
	28,58	9,53	29,98	1198,81	119,88	11,99	2,40	1,20
	38,10	12,70	39,97	1598,41	159,84	15,98	3,20	1,60
	47,63	15,88	49,96	1998,01	199,80	19,98	4,00	2,00
	57,15	19,05	59,95	2397,61	239,76	23,98	4,80	2,40
	76,20	25,40	79,94	3196,82	319,68	31,97	6,39	3,20

(fonte: elaborado pela autora)

Os resultados obtidos através deste modelo se mostraram consideravelmente menores do que os observados em campo. Peterson¹⁵ (1993 apud LIU, 1996, p. 36) observou que o tempo necessário para o surgimento de fissuras em corpos-de-prova expostos ao ar livre, com cobertura de armadura de 2 polegadas (50 mm), diâmetro da barra de 16 mm, espaçamento de 8 polegadas (203 mm) e taxa de corrosão medida de 2,185 mA/ft² ($5,88 \cdot 10^{-5}$ g/cm².dia) era de 671 dias. Com as mesmas condições, o tempo calculado a partir do modelo de Morinaga é de 88,5 dias.

Assim como o modelo proposto por Bazant¹⁶ (1979 apud WEBSTER, 2000, p. 34), o modelo de Morinaga considera que todo produto de corrosão formado irá gerar tensões. Como foi mencionado no item 5.2, os óxidos formados se difundem na rede de poros interconectados no entorno da barra, de forma que a quantidade crítica de produtos de corrosão no modelo de Morinaga está subestimada.

A desconsideração das propriedades mecânicas do concreto dificulta a aplicação desse modelo em avaliações de vida útil residual de estruturas. Conforme discutido na revisão bibliográfica, ocorre a fissuração do concreto quando as tensões geradas pela expansão dos óxidos de ferro formados excedem a resistência a tração do concreto. Desta forma, a resistência à tração (e as demais propriedades mecânicas do concreto) influencia diretamente no tempo decorrido até a fissuração.

¹⁵ PETERSON, J. E. **A time to cracking model for critically contaminate reinforced concrete structures**. 1993. Thesis (Master of Sciences) – Faculty of Civil Engineering, Virginia Polytech Institute and State University, Blacksburg, VA.

¹⁶ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

5.4 MODELO DE ANDRADE E OUTROS

Seguindo a linha de pesquisa que modela a propagação do processo corrosivo utilizando como pressuposto básico a lei de Faraday, Andrade et al.¹⁷ (1989 apud ANDRADE et al., 1996, p. 265) apresentaram um modelo para a perda de seção de barras de armadura de concreto armado expresso através da equação 7.

(equação 7)

Onde:

ϕ_t é o diâmetro médio da armadura no tempo t (mm);

ϕ_i é o diâmetro inicial da armadura (mm);

i_{corr} é a taxa de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$);

t é o tempo (anos).

A escolha da perda de seção da barra como parâmetro para de avaliação do dano se justifica uma vez que, durante o processo corrosivo, os óxidos de ferro formados podem tanto se acumular no entorno da barra ou se difundir na rede de poros do concreto causando o aparecimento de manchas marrom-avermelhadas. Esta última situação frequentemente ocorre em concretos com umidade alta e, ainda que a armadura esteja fortemente deteriorada, não são observados sinais de fissuração (ANDRADE et al., 1990, p. 32).

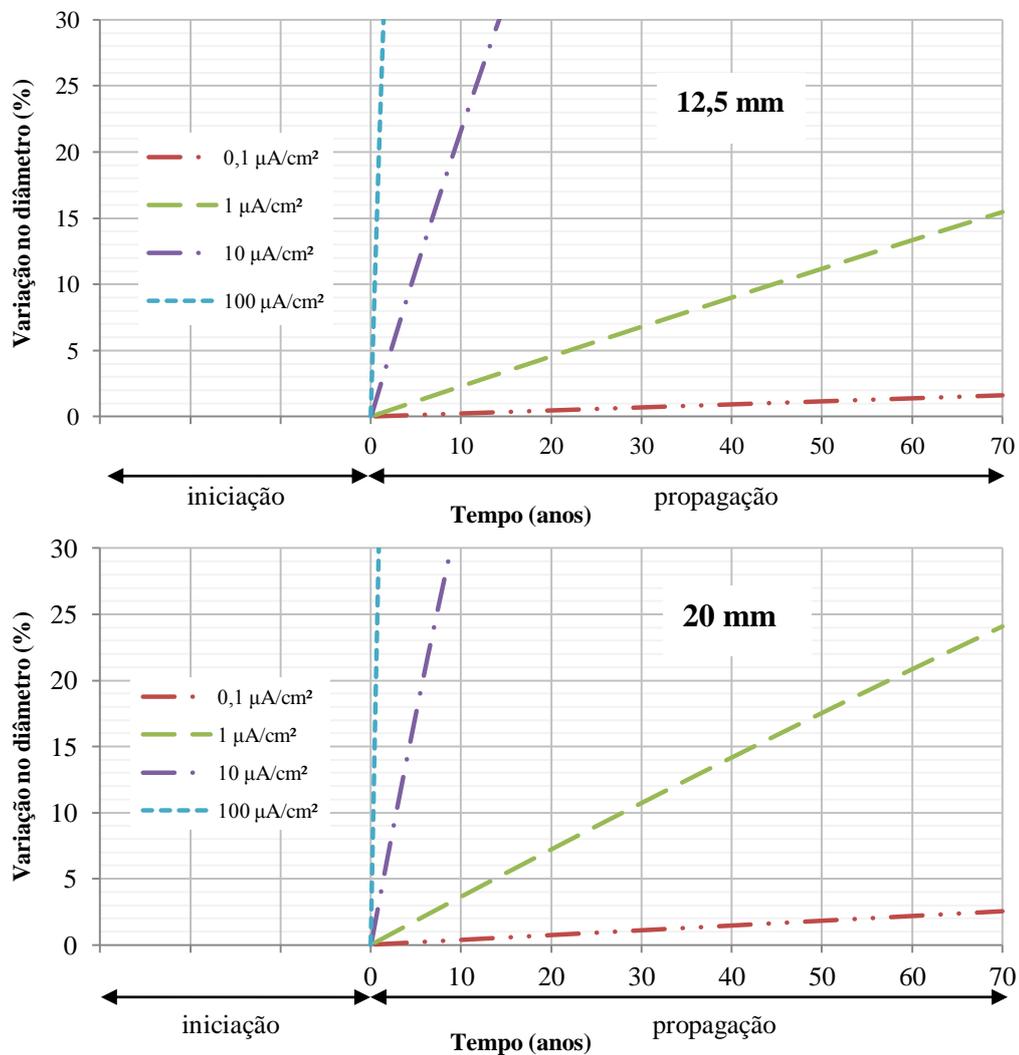
Assim como no caso do modelo de Bazant¹⁸ (1979 apud CADY; WEYERS, 1984), a principal dificuldade desse modelo é a determinação de uma taxa de corrosão que represente adequadamente a corrosão da armadura. Andrade et al. (1998, p. 437) explicam que a taxa de corrosão é um parâmetro básico para a evolução da degradação da armadura e, por consequência, a fissuração do concreto.

¹⁷ ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A.; RODRÍGUEZ, J. Remaining service life of corroded structures. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING (Ed.). **IABSE Symposium: durability of structures**. Lisbon: IABSE, 1989. p. 359-363

¹⁸ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

Segundo Andrade et al. (1990, p. 32), quando a densidade de corrente de corrosão é inferior $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, a armadura ainda está passivada ou a corrosão da armadura ocorre em uma taxa insignificante. A partir de $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pode-se observar a formação de óxidos de ferro no entorno da barra. As máximas densidades de corrente de corrosão detectadas em estruturas sob forte degradação estão entre 100 e $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. A figura 18 apresenta a redução da área de seção transversal barra de armadura ao longo do tempo para diferentes densidades de corrente de corrosão para barras de diâmetro $12,5$ e 20 mm, respectivamente.

Figura 18 – Redução na área da seção transversal de barras de armadura de diâmetros $12,5$ e 20 mm em função do tempo após a despassivação



(fonte: elaborado pela autora)

A eficiência da corrente medida também é de grande importância. Em um estudo experimental realizado a fim de avaliar os fatores que controlam a fissuração do concreto causada pela corrosão da armadura, Andrade et al. (1998, p. 438) calcularam a perda de seção

esperada a partir da corrente nominal (obtida através da lei de Faraday). Entretanto, a perda de seção medida, em muitos casos, foi maior do que a teórica. De acordo com os autores, este fato pode ser explicado pelo efeito de dois fenômenos:

- a) a acidificação desenvolvida pelo processo corrosivo gera corrosão espontânea e induz a correntes adicionais;
- b) algumas partes do aço da armadura não se dissolvem eletroquimicamente, mas se soltam na forma de lascas quando o material ao seu redor se oxida, aumentando a perda de seção percebida.

Neste mesmo estudo, Andrade et al. (1998, p. 437) propuseram uma equação relacionando a profundidade da corrosão na armadura que causa a abertura da primeira fissura (5 μm de espessura) com a razão cobertura/diâmetro em corpos-de-prova, conforme a equação 8. Esta equação foi obtida através de uma regressão linear e obteve coeficiente de correlação de 0,92. A profundidade da corrosão na armadura é dada pela equação 9, baseada na lei de Faraday (ANDRADE et al., 1998, p 437):

(equação 8)

(equação 9)

Onde:

x_0 é a profundidade da corrosão na armadura para a abertura da primeira fissura (μm);

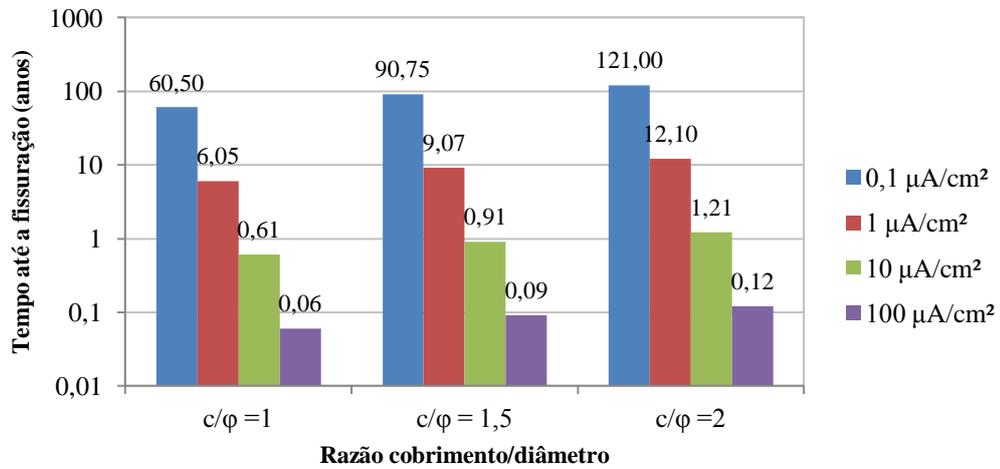
c/ϕ é a razão cobertura/diâmetro;

x é a profundidade da corrosão na armadura (mm);

i_{corr} é a densidade de corrente de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$).

A figura 17 apresenta o tempo necessário para a abertura da primeira fissura de 5 μm para diferentes razões cobertura/diâmetro e densidades de corrente de corrosão, de acordo com as equações 8 e 9.

Figura 19 - Tempo (em anos) necessário para a abertura da primeira fissura de 5 μm para diferentes razões cobertura/diâmetro e densidades de corrente de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

Assim como o modelo de Morinaga¹⁹ (1989 apud LIU, 1996, p. 34), a formulação proposta nestes modelos não considera explicitamente as propriedades mecânicas do concreto, ainda que, nos experimentos realizados para a formulação deste modelo tenham sido consideradas variações na relação água/cimento e consumos de cimento, resultando em diferentes propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade). Andrade et al. (1998, p. 440) estabeleceram a influência de alguns parâmetros na geração e propagação de fissuras no concreto, como mostra o quadro 11.

Quadro 11 – Fatores influentes na geração e propagação de fissuras para mesma taxa de corrosão

Parâmetro	Tempo necessário de evolução da fissuração	
	Geração de fissuras	Propagação de fissuras
Taxa de corrosão (i_{corr})	indiferente	alta influência
Relação cobertura/ diâmetro (c/ϕ)	alta influência	baixa a alta influência
Porosidade	alta influência	alta influência
Presença de estribos (isolados)	indiferente	indiferente

(fonte: adaptado de ANDRADE et al., 1997, p. 440)

¹⁹ MORINAGA, S. **Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel**. Special Report of Institute of Technology, n. 23, June 1988, 82 p.

5.5 MODELO DE LIU

Liu (1996) elaborou um modelo matemático para a análise da corrosão da armadura levando em consideração que a taxa de corrosão é um parâmetro dinâmico que varia com as condições climáticas, a concentração de cloretos, o tempo de exposição e as propriedades do concreto. A formulação foi obtida a partir de uma regressão não-linear múltipla de 2927 medições realizadas em sete séries de lajes de pavimentos de concreto contaminadas com cloretos.

Para a determinação do teor de íons cloreto no concreto, Liu (1996, p. 47) utilizou os seguintes métodos de dissolução:

- a) em solução ácida, de acordo com ASTM C 1152 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1992a);
- b) em solução aquosa, de acordo com a ASTM C 1218 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1992b).

O método da dissolução em solução ácida fornece resultados de teores de cloretos totais, ou seja, tanto os íons cloreto livres quanto os que estiverem quimicamente combinados na forma de cloroaluminatos serão contabilizados. Entretanto, apenas os cloretos livres influenciam o processo corrosivo. O teor de cloretos livres pode ser obtido através do método em dissolução aquosa.

As equações 10 e 11 estimam a densidade de corrente de corrosão em função o teor de cloretos no concreto, a temperatura no interior do concreto na profundidade da barra, a resistência ôhmica do concreto e o tempo de exposição. A equação 10 (LIU, 1996, p. 85) não considera a imobilização dos cloretos e a equação 11 (LIU, 1996, p. 86) utiliza apenas o teor de íons cloreto livres:

_____ (equação 10)

(equação 11)

Onde:

i é a densidade de corrente de corrosão (mA/ft²);

Cl é o teor de cloretos no concreto (lb/yd³);

T é a temperatura do concreto na profundidade do aço (K);

R_c é a resistência ôhmica do concreto (Ω);

t é o tempo de exposição (anos).

A seguir serão discutidos os efeitos dos parâmetros deste modelo na densidade de corrente de corrosão, variando-os isoladamente. Desta forma, procura-se avaliar a influência de cada parâmetro de forma mais aprofundada. Ainda que somente os íons cloreto que estiverem livres sejam responsáveis pela corrosão, também foi analisado o comportamento da equação 10, que considera o teor total de cloretos no concreto, a fim de ilustrar a diferença obtida.

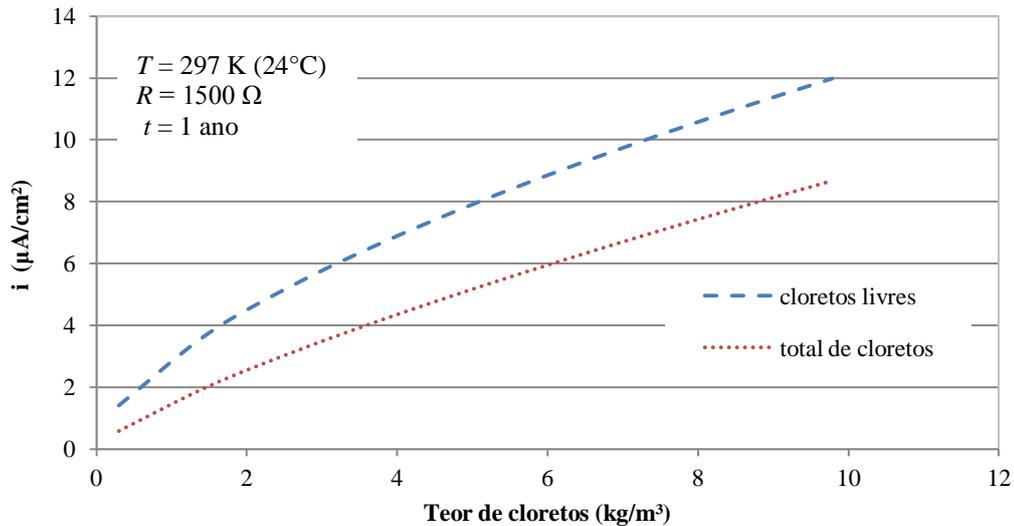
A figura 20 apresenta o efeito da variação da concentração de cloretos densidade de corrente de corrosão. Para este cálculo, foram adotados os valores de temperatura, resistência ôhmica e tempo de exposição descrito no quadro 12.

Quadro 12 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência do teor de cloretos na intensidade de corrente de corrosão

Parâmetro	Valor
Temperatura (T)	297 K (24°C)
Resistência ôhmica (Rc)	1500 Ω
Tempo de exposição (t)	1 ano

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 20 - Efeito da variação da concentração de cloretos na densidade de corrente de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

Não há um consenso na literatura acerca do teor de cloretos que leva à despassivação e, conseqüentemente, a degradação da armadura. Entretanto, observa-se que com o aumento deste teor ocorre um significativo aumento da densidade de corrente de corrosão. Isto ocorre devido ao aumento da condutividade elétrica no interior do concreto, causado pela presença de maior quantidade de íons cloreto.

Em um levantamento realizado por Stratful et al.²⁰ (1975, GLASS; BUENFELD, 1997, p. 1004) em uma série de pontes nos Estados Unidos, concluiu-se que concretos com teores de cloreto livres de até $0,59 \text{ kg/m}^3$ (1 lb/yd^3) não apresentam corrosão significativa. Para as condições calculadas na figura 20, este teor de cloreto resulta em intensidade de corrente de corrosão de $0,988 \ \mu\text{A/cm}^2$. De acordo com a classificação de MILLARD et al.²¹ (2001 apud TORRES, 2011, p. 23), este valor equivale a intensidade de corrosão moderada.

Liu (1996, p. 24) explica que a taxa de corrosão da armadura depende da cinética da reação de oxidação, que por sua vez crescerá exponencialmente com o aumento da temperatura. No entanto, por causa da complexidade do processo corrosivo, há uma variação importante nesse comportamento. Por exemplo, temperaturas mais elevadas também estão associadas com

²⁰STRATFUL, R. F.; JURKOVICH, W. J.; SPELLMAN, D. L. Corrosion testing of bridge decks. **Transportation Research Record**. Washington, D.C. n. 539, p. 50-59, Dec. 1975.

²¹MILLARD, S. G.; LAW, D.; BUNGEY, J. H., CAIRNS, J. Environmental influences on linear polarization corrosion rate measurement in reinforced concrete. **NDT & E International**, [S. l.], v. 34, n. 6, p. 409-417, Sep. 2001

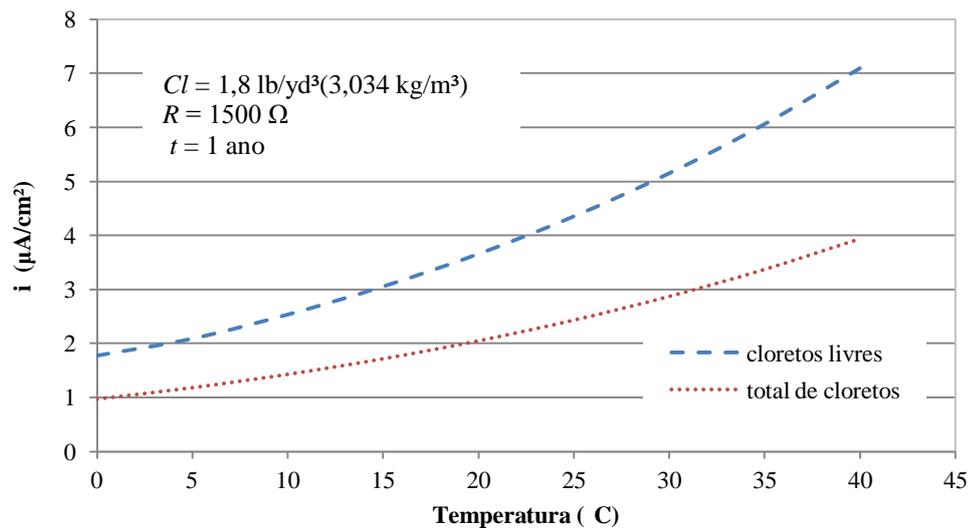
maior perda de umidade e menor solubilidade de oxigênio, o que dificulta as reações de corrosão. O quadro 13 apresenta os parâmetros fixados para o cálculo da variação da temperatura na taxa de corrosão e a figura 21 ilustra esse efeito.

Quadro 13 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da temperatura na intensidade de corrente de corrosão

Parâmetro	Valor
Teor de cloretos (Cl)	1,8 lb/yd ³ (3,034 kg/m ³)
Resistência ôhmica (R_c)	1500 Ω
Tempo de exposição (t)	1 ano

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 21 - Efeito da variação da temperatura na densidade de corrente de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

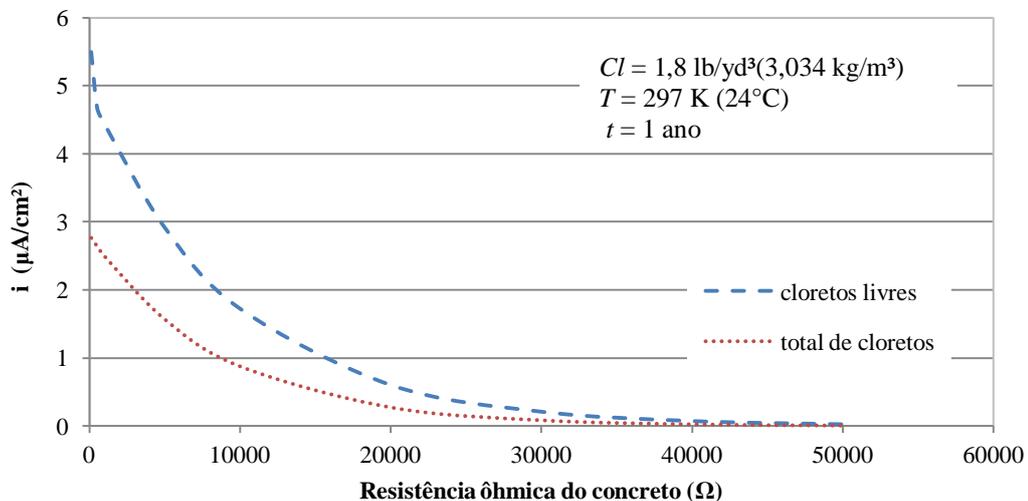
O grau de saturação do concreto também exerce grande influência na intensidade da corrosão, uma vez está associado à difusão de oxigênio, necessário para que ocorram as reações de oxidação e redução, e conseqüentemente à resistência ôhmica do concreto. Em concretos demasiadamente secos, as taxas de corrosão assumem valores muito baixos ou não há corrosão. O efeito da variação da resistência ôhmica na densidade de corrente de corrosão é apresentado na figura 22. O cálculo foi realizado fixando os valores descritos no quadro 14.

Quadro 14 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da temperatura na intensidade de corrente de corrosão

Parâmetro	Valor
Teor de cloretos (Cl)	1,8 lb/yd ³ (3,034 kg/m ³)
Temperatura	297 K (24°C)
Tempo de exposição (t)	1 ano

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 22 – Efeito da variação da resistência ôhmica do concreto na densidade de corrente de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

Assim, a taxa de corrosão decresce com o aumento da resistência ôhmica. É importante salientar que o modelo é válido para condições normais de exposição ao ar livre. N caso de estruturas totalmente submersas, a taxa de corrosão é controlada pela disponibilidade de oxigênio e a corrosão ocorre de forma bastante lenta, ainda que a resistência ôhmica seja bastante baixa.

O tempo de exposição também exerce um efeito importante na densidade de corrente de corrosão. A intensidade da corrosão decresce rapidamente nos primeiro ano após a despassivação e tende a alcançar um valor constante após o segundo ano de exposição. Isto ocorre, principalmente, devido ao preenchimento dos poros do concreto e a formação dos produtos de corrosão no entorno da barra, que desacelera a difusão de agentes agressivos e oxigênio na direção da barra e íons de ferro para longe da mesma. O quadro 15 apresenta os

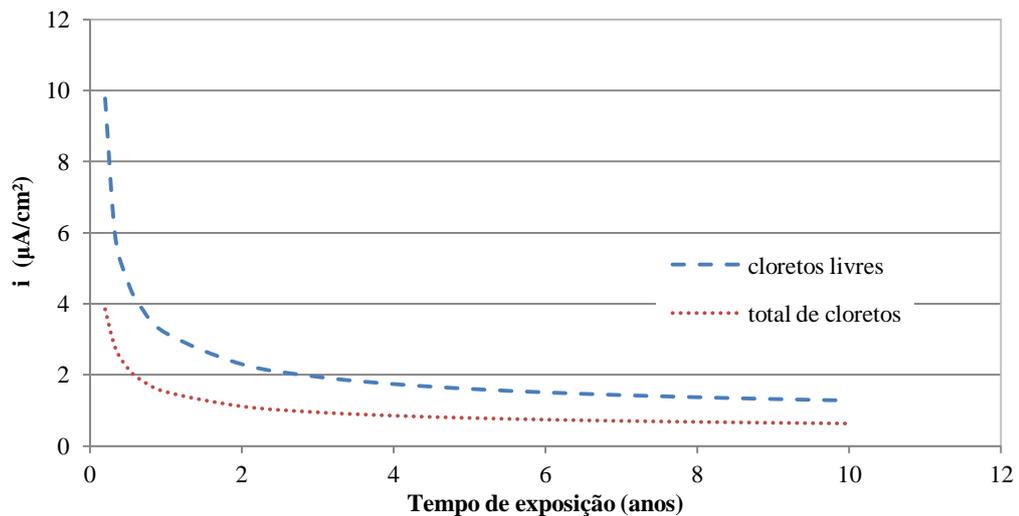
parâmetros fixados para a verificação da influência do tempo de exposição na intensidade de corrente de corrosão e a figura 23 ilustra os resultados obtidos.

Quadro 15 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da temperatura na intensidade de corrente de corrosão

Parâmetro	Valor
Teor de cloretos (Cl)	1,8 lb/yd ³ (3,034 kg/m ³)
Resistência ôhmica (R_c)	1500 Ω
Temperatura	297 K (24°C)

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 23 – Efeito do tempo de exposição na densidade de corrente de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

A partir das equações do modelo, a taxa de corrosão parece não depender da espessura do revestimento. Entretanto, a temperatura e a umidade na profundidade da barra são levemente diferentes em diferentes revestimentos. Liu (1996, p. 93) apresenta resultados experimentais onde se obtiveram taxas de corrosão 5% maiores para revestimentos de 2 polegadas (50,8 mm) do que para 3 polegadas (76,2 mm)

Com base neste estudo, Liu (1996) propõe uma metodologia para estimar o tempo até a fissuração de peças de concreto armado sob ação da corrosão. Nesta modelagem o autor considera as seguintes fases da propagação da corrosão:

- a) expansão livre dos produtos de corrosão;
- b) geração das tensões de tração;
- c) fissuração.

A expansão livre dos produtos de corrosão ocorre a partir do momento em que a película passivadora que confere a proteção química da armadura é quebrada, permitindo que ocorra a corrosão. Neste modelo, se admite que exista a formação uma zona porosa ao redor da interface concreto/barra devido à transição da pasta de cimento para o concreto, ao ar aprisionado, entre outros fatores. O volume da zona porosa está diretamente ligado à área da interface entre o aço e o concreto, a relação água/cimento e ao grau de hidratação e consolidação do concreto. Enquanto a quantidade de produtos de corrosão formados (W_T) for menor do que a necessária para o preenchimento dos poros (W_P), não haverá formação de tensões de tração no concreto (LIU, 1996, p 96-97).

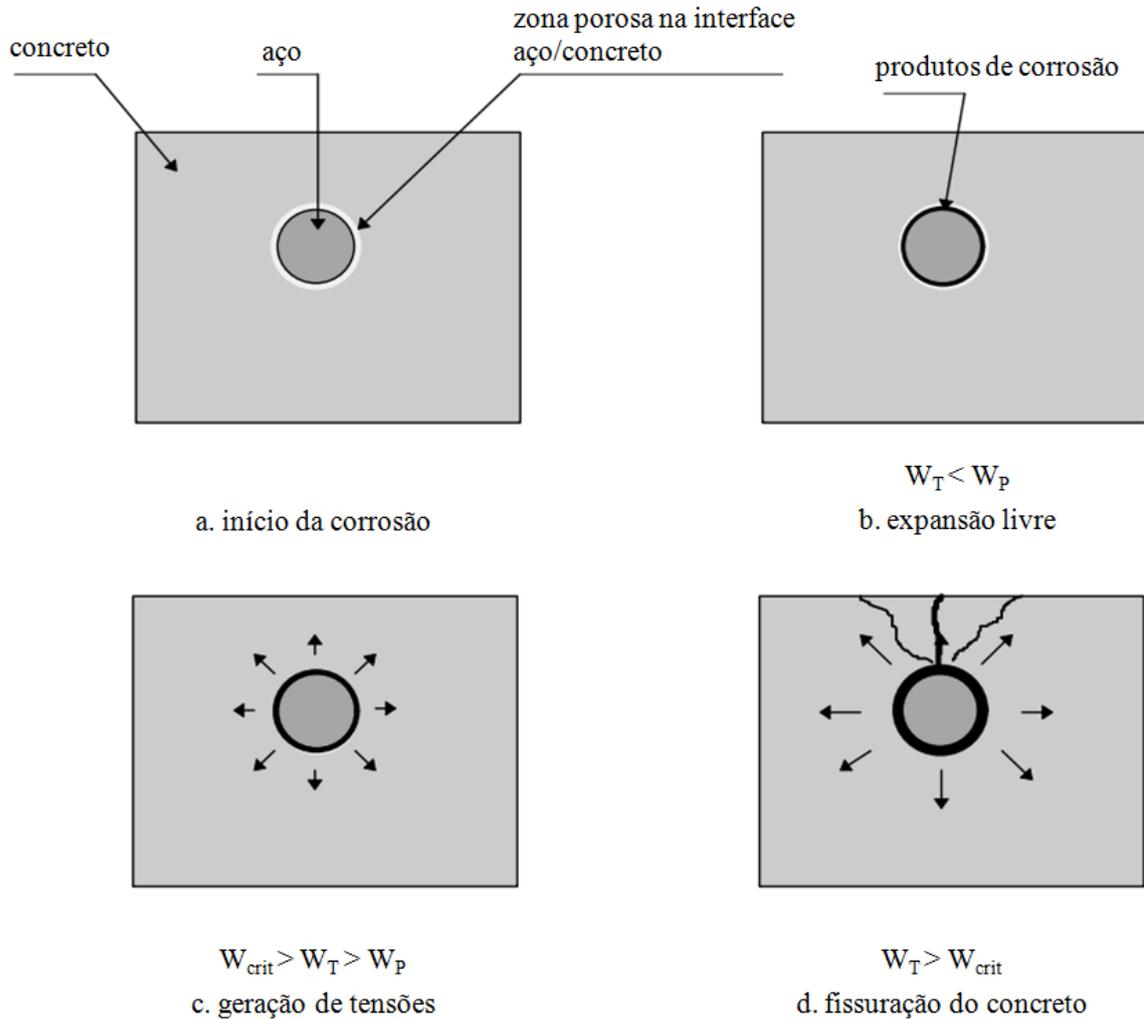
A medição da quantidade de produtos de corrosão necessária para preencher a zona porosa na interface aço/concreto é bastante complexa. De acordo com Thoft-Christensen²² (1997 apud CHEN; MAHADEVAN, 2007, p. 232), essa zona tem espessura da ordem de 10 a 20 μm . Entretanto, são necessários estudos mais aprofundados a fim de se estimar o volume total desses poros interconectados considerando diferentes condições do material.

A fase de geração das tensões de tração ocorre a partir do momento em que os produtos de corrosão formados preenchem os poros da zona de interface. Neste momento, a expansão desses produtos gera tensões de tração no concreto do entorno da barra e essas tensões aumentam com a evolução da corrosão (LIU, 1996, p. 97).

Quando a quantidade de produtos de corrosão atinge um nível crítico (W_{crit}), as tensões geradas excedem a resistência à tração do concreto, levando à fissuração. Obviamente, a quantidade crítica de produtos depende principalmente da qualidade do concreto e da espessura do cobrimento. O valor de W_{crit} deve ser maior em concretos de maiores resistências e espessuras de cobrimento (LIU, 1996, p. 97). A figura 24 apresenta um diagrama esquemático das fases de propagação da corrosão descritas pelo modelo.

²² THOFT-CHRISTENSEN, P. Estimation of the service life time of concrete bridges. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES CONGRESS, 15, 1997, Portland, OR. **Proceedings...** New York: ASCE, 1997, p. 13-16.

Figura 24 – Diagrama esquemático das fases da propagação da corrosão



(fonte: adaptado de LIU, 1996, p. 96)

O tempo necessário para a fissuração do concreto de cobrimento causado pela corrosão é obtido a partir da equação 12:

(equação 12)

Onde:

t_{cr} é o tempo até a fissuração (anos);

W_{cr} a quantidade crítica de produtos de corrosão (lb/ft);

k_p é a taxa de formação de produtos de corrosão.

O parâmetro k_p que representa a taxa de formação de produtos de corrosão está relacionado com a perda de massa e pode ser calculado em função da taxa de corrosão i_c , conforme a equação 13:

$$\text{---} \quad \text{(equação 13)}$$

Onde:

k_p é a taxa de formação de produtos de corrosão;

α é o fator que relaciona o tipo de óxido formado;

D' é o diâmetro da barra (in);

i_c é a taxa de corrosão média anual (mA/ft²).

O fator α representa o peso molecular do aço dividido pelo peso molecular dos óxidos formados pela corrosão. Este fator assume valor igual a 0,523 para óxido férrico (Fe(OH)₃) e 0,622 para óxido ferroso (Fe(OH)₂).

Para o cálculo da quantidade crítica, de produtos que irá gerar a tensão de tração crítica no concreto e induzir a fissuração do cobrimento, supõe-se que o concreto se comporta como um material homogêneo e elástico e o elemento equivale a um cilindro de parede grossa com raio interno a e raio externo b , como mostra a figura 25. As dimensões dos raios interno e externo podem são dadas pelas equações 14 e 15, respectivamente:

$$\text{---} \quad \text{(equação 14)}$$

$$\text{---} \quad \text{(equação 15)}$$

Onde:

a é o raio interno do cilindro equivalente de concreto (in);

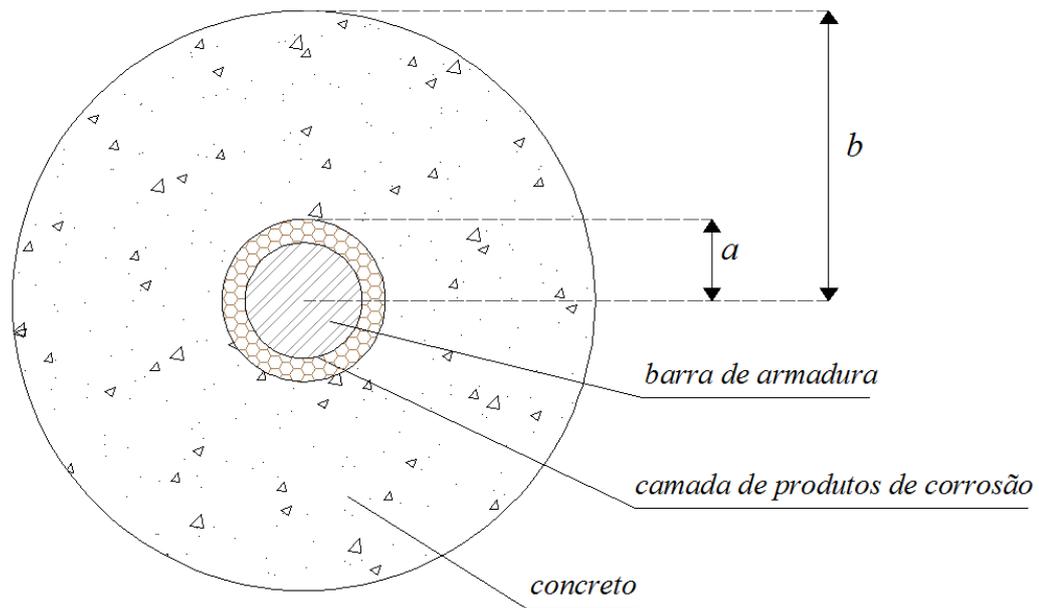
b é o raio externo do cilindro equivalente de concreto (in);

D' é o diâmetro da barra (in);

d_0 é a espessura da zona porosa no entorno da barra (in);

C é a espessura do cobrimento da barra.

Figura 25 – Esquema das dimensões do cilindro equivalente de concreto



(fonte: adaptado de LIU, 1996, p. 99)

Liu (1996) propõe que a fissuração do concreto ocorrerá acima e paralelamente às barras de armadura. Assim, a quantidade crítica de produtos de corrosão pode ser estimada a partir das equações 16 e 17:

(equação 16)

(equação 17)

Onde:

W_{cr} é a quantidade crítica de produtos de corrosão;

ρ_{rust} é a densidade dos produtos de corrosão (225 lb/ft³; 3600 kg/m³);

C é a espessura do cobrimento do concreto (in);

f_t' é a resistência à tração do concreto (psi);

E_{ef} é o módulo de elasticidade efetivo do concreto;

a é o raio interno do cilindro equivalente de concreto (in);

b é o raio externo do cilindro equivalente de concreto (in);

ν é o coeficiente de Poisson do concreto;

D' é o diâmetro da barra (in);

W_{st} é a quantidade de aço corroída;

ρ_{st} é densidade do aço (lb/ft³).

O módulo de elasticidade efetivo do concreto é calculado a partir da equação 18:

(equação 18)

Onde:

E_{ef} é o módulo de elasticidade efetivo do concreto (psi);

E é o módulo de elasticidade do concreto;

ϕ_{cr} o coeficiente de fluência do concreto.

Observa-se que a quantidade crítica de produtos de corrosão depende principalmente das propriedades mecânicas do concreto (resistência à tração e módulo de elasticidade), das dimensões da peça (espessura do cobrimento e diâmetro da barra), da estrutura de poros na interface aço/concreto e do tipo de óxidos formados. A partir das equações propostas por Liu (1996, p. 97-101), foi avaliada a influência desses parâmetros isoladamente.

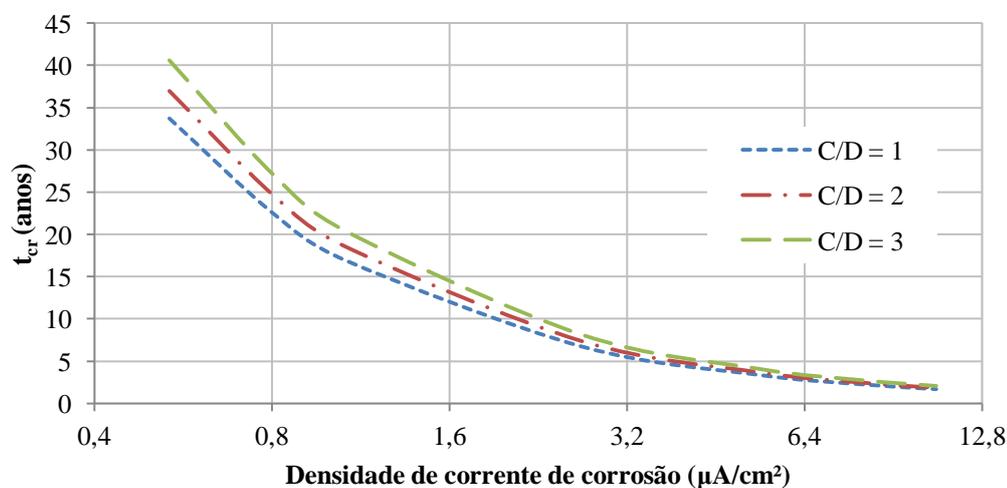
A influência da relação cobertura/diâmetro se mostrou um parâmetro bastante importante nos demais modelos estudados. O quadro 16 apresenta os valores dos parâmetros fixados para o cálculo da influência da relação entre espessura do revestimento e o diâmetro da barra no tempo esperado para o surgimento de fissuras para densidade de corrente de corrosão de 2 (mA/ft³) e a figura 26 ilustra essa relação.

Quadro 16 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência da espessura de revestimento para diferentes taxas de corrosão

Parâmetro	Valor
Massa específica dos produtos de corrosão (ρ_{corr})	225 lb/ft ³ (3600 kg/m ³)
Resistência à tração (f_t')	472 psi (3,25 MPa)
Coefficiente de fluência (ϕ_{cr})	2
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Massa específica do aço (ρ_{st})	490,7 lb/ft ³ (7860 kg/m ³)
Diâmetro das barras (D')	0,625 in (15,875 mm)
Espessura da zona porosa na interface aço/concreto (d_0)	0,00049 in (12,5 μ m)
Tipo de óxido formado (α)	0,622 (Fe(OH) ₂)
Densidade de corrente de corrosão (i_c)	2 mA/ft ² (2,14 μ A/cm ²)

(fonte: elaborado pela autora)

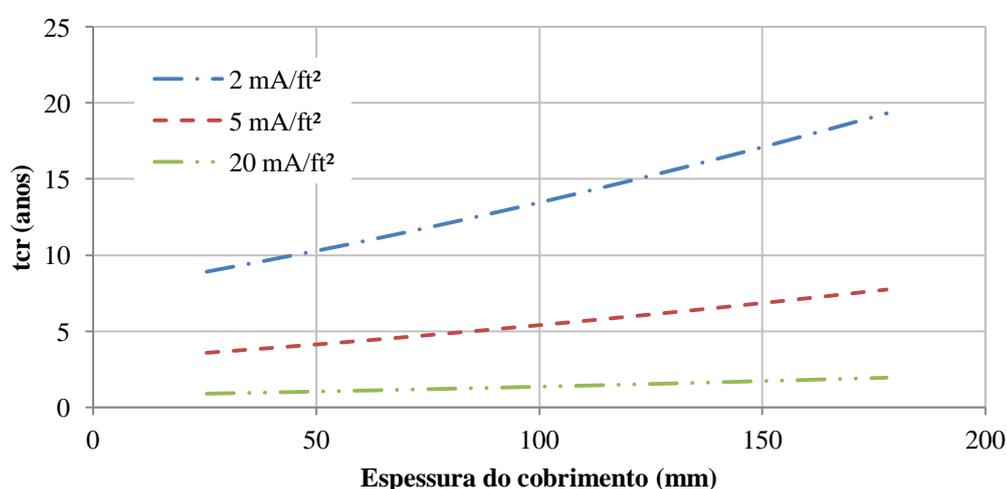
Figura 26 – Influência da relação cobertura/diâmetro para no tempo previsto até a fissuração



(fonte: elaborado pela autora)

A relação cobertura/diâmetro exerce certa influência, principalmente para taxas de corrosão menores, confirmando a importância do cobertura na garantia da vida útil de projeto. Conforme a figura 26, apresentada acima, para as mesmas condições, ao aumentar a relação cobertura/diâmetro de 1 para 2 e 3, o tempo necessário para o surgimento de fissuras cresce em média 9,65% e 20,3%, respectivamente. A influência da espessura do cobertura também pode ser apresentada isoladamente, como mostra a figura 27. Observa-se que a resposta do modelo para variação do cobertura é muito mais sensível para densidades de corrente de corrosão mais baixas.

Figura 27 – Influência da variação do cobertura da armadura para diferentes taxas de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

O tipo de produto de corrosão formado também se mostra bastante importante. Conforme discutido na revisão bibliográfica, os óxidos depositados no entorno da barra geram tensões de tração causadas pela sua expansão. O fator α que relaciona os pesos moleculares do aço e dos óxidos formados assume valores de 0,622 ao considerar a formação apenas de óxido ferroso ($\text{Fe}(\text{OH})_2$) e 0,523 para a formação de óxido ferrico ($\text{Fe}(\text{OH})_3$). É importante ressaltar que o valor de α decresce com o aumento do volume do óxido formado em relação ao volume do aço.

É possível ainda que haja a formação de outros óxidos e a existência simultânea de mais de um tipo de óxido formado. Desta forma, foram fixados os valores de α em 0,523 (óxido ferroso), 0,622 (óxido ferrico) e 0,570 (valor intermediário representando a presença de

óxidos férrico e ferroso). Observa-se que quando α assume valores maiores há uma diminuição no tempo até a fissuração previsto pelo modelo. A redução do valor de α de 0,622 para 0,570 e 0,523 gera um aumento 9,32% e 19,37% no tempo previsto, respectivamente.

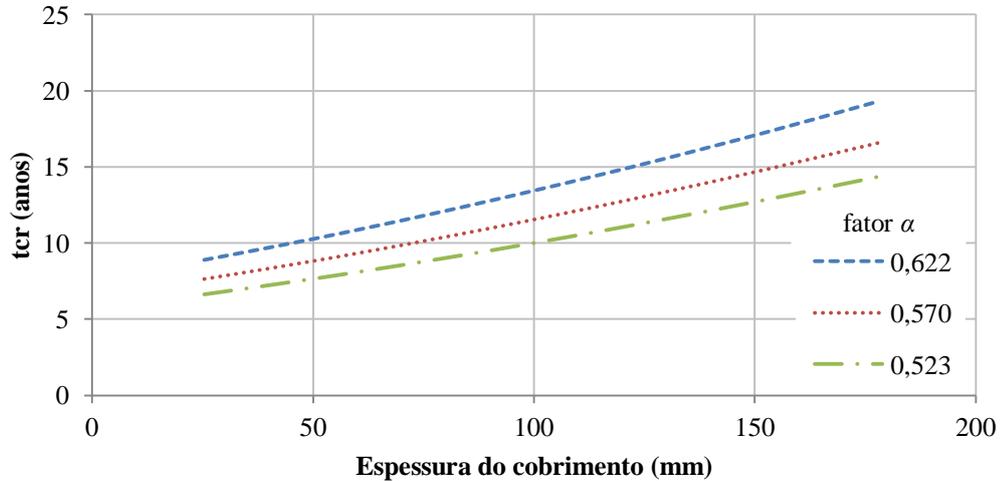
O quadro 17 apresenta os valores dos parâmetros fixados para o cálculo da influência do tipo de óxido formado no tempo esperado para o surgimento de fissuras para diferentes espessuras de revestimento e a figura 28 ilustra essa relação. A figura 29 demonstra a relação do fator α combinado com a variação das taxas de corrosão. Para este último cálculo, a espessura do revestimento foi fixado em 2 polegadas (50,8 mm).

Quadro 17 – Parâmetros fixados para a avaliação da influência do tipo de produto de corrosão formado para diferentes espessuras de revestimento

Parâmetro	Valor
Massa específica dos produtos de corrosão (ρ_{corr})	225 lb/ft ³ (3600 kg/m ³)
Resistência à tração (f_t')	472 psi (3,25 MPa)
Módulo de elasticidade (E)	3900000 psi (26,9 GPa)
Coefficiente de fluência (ϕ_{cr})	2
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Massa específica do aço (ρ_{st})	490,7 lb/ft ³ (7860 kg/m ³)
Diâmetro das barras (D')	0,625 in (15,875 mm)
Espessura da zona porosa na interface aço/concreto (d_0)	0,00049 in (12,5 μ m)
Densidade de corrente de corrosão (i_c)	2 mA/ft ² (2,14 μ A/cm ²)

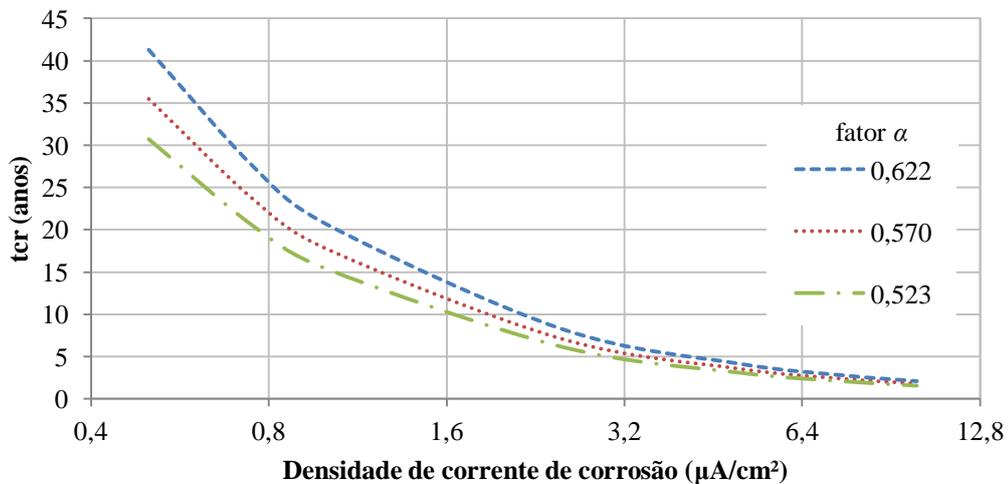
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 28 – Influência do tipo de produto de corrosão formado para diferentes espessuras de revestimento



(fonte: elaborado pela autora)

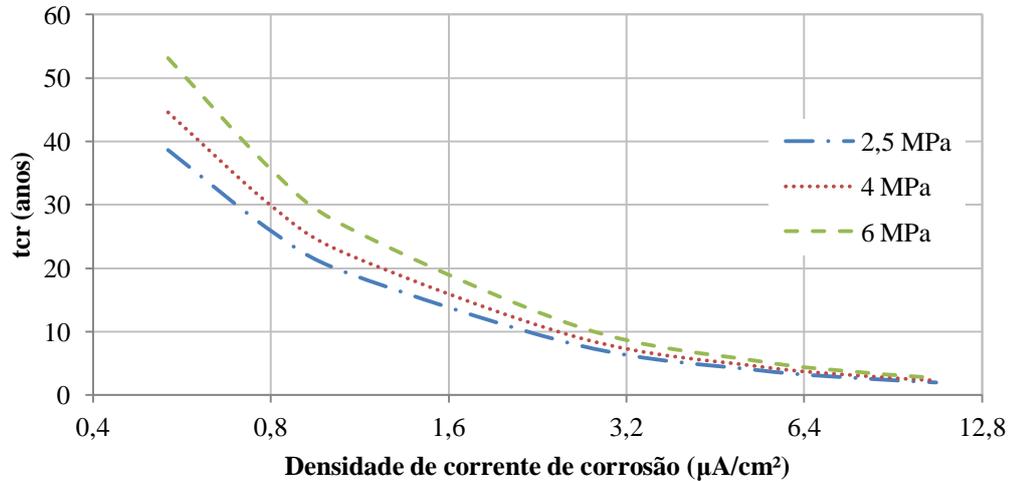
Figura 29 – Influência do tipo de produto de corrosão formado para diferentes taxas de corrosão



(fonte: elaborado pela autora)

A influência exercida pela resistência à tração do concreto é bastante direta: a deposição de óxidos expansivos no entorno da barra gera tensões de tração e a fissuração do concreto ocorrerá quando as tensões geradas superarem a sua resistência. No entanto, no intuito de avaliar a sensibilidade do modelo em relação a este parâmetro, foi estudado o comportamento do mesmo com a variação de resistência à tração e densidades de corrente de corrosão. O quadro 18 apresenta os parâmetros fixados para estes cálculos e a figura 30 ilustra os resultados obtidos.

Figura 30 – Influência da resistência à tração do concreto e diferentes taxas de corrosão no tempo até a fissuração



(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 18 – Parâmetros fixados para o cálculo da influência da resistência à tração do concreto e diferentes taxas de corrosão no tempo até a fissuração

Parâmetro	Valor
Massa específica dos produtos de corrosão (ρ_{corr})	225 lb/ft ³ (3600 kg/m ³)
Módulo de elasticidade (E)	3900000 psi (26,9 GPa)
Coefficiente de fluência (ϕ_{cr})	2
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Massa específica do aço (ρ_{st})	490,7 lb/ft ³ (7860 kg/m ³)
Diâmetro das barras (D')	0,625 in (15,875 mm)
Espessura da zona porosa na interface aço/concreto (d_0)	0,00049 in (12,5 μm)
Espessura do cobrimento (C)	2 in (50,8 mm)
Tipo de óxido formado (α)	0,622 (Fe(OH) ₂)

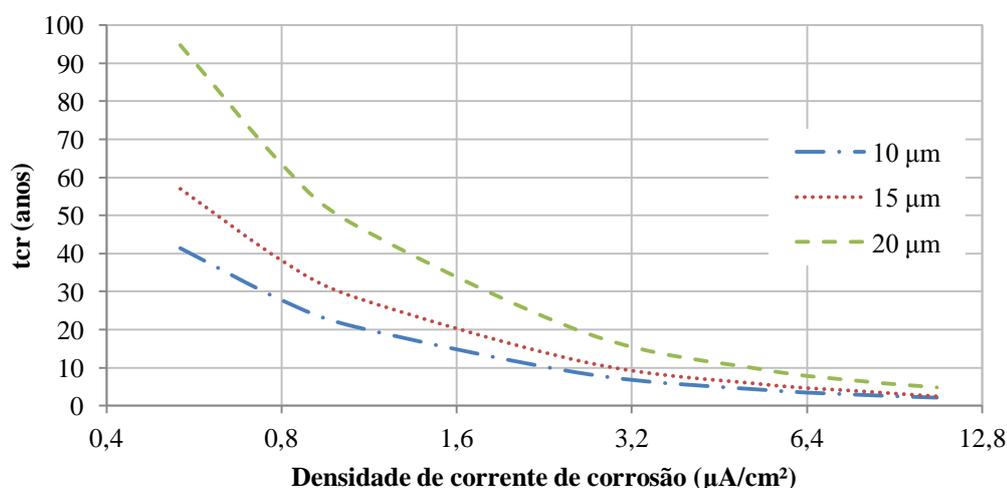
(fonte: elaborado pela autora)

Ao aumentar a resistência à tração de 2,5 MPa para 4 e 6 MPa, obteve-se um aumento no tempo necessário para o surgimento de fissuras de 19,25% e 37,6%, respectivamente. Entretanto, para taxas de corrosão mais altas, ainda que o ganho relativo seja o mesmo, o ganho absoluto é pequeno. Para taxas de corrosão na ordem de 10 mA/ft² (10,7 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) e as resistências à tração estudadas, o tempo previsto pelo modelo varia de 1,92 a 2,65 anos,

enquanto para taxas de corrosão na ordem de $0,5 \text{ mA/ft}^2$ ($0,535 \text{ } \mu\text{A/cm}^2$) varia de 38,6 a 53,1 anos.

O modelo de Liu (1996) considera que, inicialmente, os óxidos formados no processo de corrosão se acumulam na zona porosa existente na interface entre a pasta de cimento e o aço. De acordo com Thoft-Christensen²³ (2008 apud CHEN; MAHADEVAN, 2007, p. 232), essa zona porosa existente no entorno da interface aço/concreto tem espessura entre 10 e 20 μm e o volume da rede de poros está diretamente relacionado à área superficial da armadura, à relação água/cimento e ao grau de hidratação e consolidação do concreto. Depois do preenchimento dessa zona porosa, os óxidos formados provocam tensões de tração e, ao atingir a tensão crítica, a fissuração do concreto. A figura 31 apresenta a variação do tempo previsto para o surgimento de fissuras para espessuras da zona porosa de 10, 15 e 20 μm e o quadro 19 apresenta os valores dos demais parâmetros fixados nestes cálculos.

Figura 31 – Influência da espessura da zona porosa na variação do tempo previsto para o surgimento de fissuras



(fonte: elaborado pela autora)

²³THOFT-CHRISTENSEN, P. Estimation of the service life time of concrete bridges. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES CONGRESS, 15, 1997, Portland, OR. **Proceedings...** New York: ASCE, 1997, p. 13-16.

Quadro 19 – Parâmetros fixados para o cálculo da influência da espessura da zona porosa na variação do tempo previsto para o surgimento de fissuras

Parâmetro	Valor
Massa específica dos produtos de corrosão (ρ_{corr})	225 lb/ft ³ (3600 kg/m ³)
Módulo de elasticidade (E)	3900000 psi (26,9 GPa)
Resistência à tração (f_t')	472 psi (3,25 MPa)
Coefficiente de fluência (ϕ_{cr})	2
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Massa específica do aço (ρ_{st})	490,7 lb/ft ³ (7860 kg/m ³)
Diâmetro das barras (D')	0,625 in (15,875 mm)
Espessura do revestimento (C)	2 in (50,8 mm)
Tipo de óxido formado (α)	0,622 (Fe(OH) ₂)

(fonte: elaborado pela autora)

Na aplicação do modelo proposto, Liu (1996, p. 103) assume que a espessura da zona porosa tem espessura de 12,5 μm . Entretanto, não há uma justificativa no trabalho para a adoção deste valor. A partir dos resultados demonstrados na figura, observa-se que o modelo é fortemente sensível à variação deste parâmetro. Os tempos previstos até a fissuração variam significativamente: há um aumento de 66,4% na variação da espessura da zona porosa de 10 a 15 μm . Na variação de 10 a 20 μm , o aumento é de 129,3%.

5.6 OUTROS MODELOS DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO

Atualmente, há um grande número de modelos propostos na literatura que tem como objetivo estimar a vida útil residual de uma estrutura. No que toca a propagação da corrosão, diferentes abordagens podem ser adotadas resultando modelagens empíricas, analíticas e/ou numéricas.

Os modelos empíricos são baseados na relação direta entre características do concreto (como a relação água/aglomerante, tipo de cimento, entre outros) e do ambiente (temperatura, umidade, teor de cloretos, taxa de corrosão, entre outros). Esses modelos não levam em consideração a dinâmica do processo corrosivo e os mecanismos da corrosão. O modelo de

Morinaga²⁴ (1988 apud LIU, 1996, p. 34), por exemplo, se encaixa nessa definição. Na categoria de abordagens empíricas ainda se encaixa a consulta a especialistas (método *Delphi*).

Ahmad e Bhattacharjee²⁵ (1997 apud RAUPACH, 2006, p. 607) desenvolveram um modelo para a estimativa da densidade de corrente de corrosão considerando como fatores principais a relação água/cimento, o consumo de cimento e o teor de cloretos. Foi utilizada uma análise de variância (ANOVA) para avaliar a influência destes fatores na resistividade do concreto, na taxa de corrosão, no teor de cloretos livres e pH do concreto.

Os modelos baseados em estudos analíticos consideram a natureza eletroquímica da corrosão da armadura, bem como a disponibilidade de oxigênio e umidade necessária para que ocorram as reações. Diversos autores propõem modelos baseados na premissa de que a resistividade do concreto é o fator dominante. Este fator, entretanto, está diretamente ligado à corrente de corrosão, considerada como fator dominante nos modelos estudados neste trabalho.

Takewaka et al. (2003) propõem um modelo para a fase de propagação como parte de um modelo de previsão de vida útil englobando todo o processo corrosivo. Neste modelo, a quantidade de aço corroída é calculada com base na teoria de macro-célula de corrosão.

Existem também estudos realizados a partir de simulações computacionais utilizando tanto o método dos elementos finitos quanto o método dos elementos de contorno. Por exemplo, Dagher e Kulendran (1992) desenvolveram um modelo bidimensional não-linear em elementos finitos para o estudo dos efeitos da corrosão na fissuração.

Por fim, existem diversas pesquisas que concentram esforços em incorporar conceitos de confiabilidade na previsão de vida útil, uma vez que os fenômenos ligados à degradação de estruturas são aleatórios e certas variáveis não podem ser consideradas constantes.

²⁴ MORINAGA, S. **Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel**. Special Report of Institute of Technology, n. 23, June 1988, 82 p.

²⁵ AHMAD, S.; BHATTACHARJEE, B. Experimental Service Life Prediction of Rebar-Corroded Reinforced Concrete Structure. **ACI Materials Journal**, Detroit, v. 94, n. 4, p. 311-316, July, 1997.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho objetivou-se a determinação dos parâmetros mais influentes na modelagem da propagação da corrosão da armadura em estruturas de concreto armado, através de uma análise da sensibilidade dos modelos estudados. Para isso, foram selecionados os seguintes modelos: o modelo de Bazant²⁶ (1979); o modelo de Morinaga²⁷ (1988); os modelos de Andrade et al.²⁸ (1989) e Andrade et al. (1998); e o modelo de Liu (1996).

A seguir serão apresentadas as conclusões referentes à sensibilidade dos modelos estudados aos parâmetros discutidos ao longo do trabalho.

6.1 TAXAS DE CORROSÃO DA ARMADURA E DENSIDADE DE CORRENTE DE CORROSÃO

Através das análises realizadas no presente trabalho foi possível concluir que, para os modelos estudados:

- a) as respostas obtidas dependem fortemente da taxas de formação de produtos de corrosão, demonstrando que os mesmos são bastante sensíveis a este parâmetro;
- b) as taxas de formação de produtos de corrosão são diretamente ligadas à densidade de corrente de corrosão aplicada, tendo esta última, portanto, alta influência no tempo necessário para a geração e propagação de fissuras;
- c) a densidade de corrente de corrosão se mostrou o fator mais influente na modelagem da propagação da corrosão da armadura;
- d) à exceção do modelo de Liu (1996), os modelos não propõem uma metodologia a fim de se estimar a intensidade da corrente de corrosão ou a taxa de formação de óxidos de acordo com parâmetros ambientais, sendo necessária a medição *in loco* ou estimativa com base em outros métodos.

²⁶ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

²⁷ MORINAGA, S. **Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel**. Special Report of Institute of Technology, n. 23, June 1988, 82 p.

²⁸ ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A.; RODRÍGUEZ, J. Remaining service life of corroded structures. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING (Ed.). **IABSE Symposium: durability of structures**. Lisbon: IABSE, 1989. p. 359-363

6.2 COBRIMENTO, DIÂMETRO E ESPAÇAMENTO DAS BARRAS

No que diz respeito ao cobrimento, diâmetro e espaçamento das barras de armadura, para os modelos estudados no presente trabalho, pode-se concluir que:

- a) no modelo de Bazant²⁹ (1979 apud CADY; WEYERS, 1984, p. 36), as relações geométricas entre cobrimento, espaçamento e diâmetro das barras são fundamentais na definição do modo de fissuração esperado;
- b) o modelo de Morinaga³⁰ (1988 apud LIU, 1996, p. 34) considera apenas o cobrimento e o diâmetro como parâmetros referentes ao concreto, tendo a relação entre esses parâmetros, portanto, papel essencial nas respostas obtidas;
- c) os modelo de Andrade et al.³¹ (1989) e Andrade et al. (1998), consideram apenas a relação cobrimento/diâmetro como característica da peça a ser estudada, sendo este, portanto, parâmetro fundamental na modelagem;
- d) no modelo de Liu (1996), as variações de cobrimento e diâmetro se mostraram bastante influente, porém estes não demonstram serem os principais parâmetros na modelagem.

6.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO

No que diz respeito à resistência à tração do concreto, conclui-se que:

- a) o modelo de Bazant³² (1979 apud CADY; WEYERS, 1984, p. 36) se mostrou pouco sensível a variações na resistência à tração do concreto;
- b) tanto o modelo de Morinaga³³ (1984 apud LIU) quanto o modelo de Andrade et al.³⁴ (1989) e Andrade et al. (1998) não consideram este parâmetro de forma explícita;
- d) o modelo de Liu (1996) se mostrou o mais sensível à variação deste parâmetro, porém este tem pouca influência na variação absoluta para densidades de corrente de corrosão mais altas (acima de 3 mA/ft²).

²⁹ BAZANT, Z. P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - applications. **Journal of Structural Division**, [S. l.], v. 105, n. ST6, p. 1137-1167, June 1979.

³⁰ MORINAGA, S. **Prediction of Service Lives of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel**. Special Report of Institute of Technology, n. 23, June 1988, 82 p.

³¹ ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A.; RODRÍGUEZ, J. Remaining service life of corroded structures. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING (Ed.). **IABSE Symposium: durability of structures**. Lisbon: IABSE, 1989. p. 359-363

³² op. cit.

³³ op. cit.

³⁴ op. cit.

6.4 CONSIDERAÇÕES ACERCA DO MODELO DE LIU

Dentre os modelos estudados, o modelo de Liu (1996) é o único que apresenta uma metodologia a fim de estimar a densidade de corrente de corrosão com base em fatores ambientais. A partir do estudo realizado, conclui-se que a densidade de corrente de corrosão:

- a) se intensifica com crescimento do teor de cloretos, indicando que a condutividade do concreto, assim como a taxa de corrosão, também cresce com a quanto maior for contaminação por cloretos;
- b) se intensifica com o aumento da temperatura;
- c) decresce com o aumento da resistência ôhmica do concreto
- d) decresce rapidamente ao longo dos primeiros anos do período de exposição e estabiliza em um valor quase constante a partir do segundo ano de exposição, indicando que o modelo é sensível às alterações no entorno da barra e ao preenchimento dos poros do concreto.

O modelo de Liu (1996) para a previsão do tempo necessário para a fissuração ainda considera o tipo de produto de corrosão formado e a espessura da zona porosa no entorno da barra. No que se refere ao primeiro, pode-se afirmar que o modelo é bastante sensível à variação deste parâmetro, fornecendo respostas até 20% maiores ao considerar a formação de óxido férrico ao invés de óxido ferroso.

A espessura da zona porosa tem forte influência nas respostas do modelo. Dado que este parâmetro está ligado diretamente à qualidade do concreto, conclui-se que são necessários estudos mais aprofundados a fim de se estabelecer valores adequados para a modelagem da propagação da corrosão.

REFERÊNCIAS

- AHMAD, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review. **Cement and concrete composites**, [S. l.], v.25, n. 4, p.459-471, May-July, 2003.
- ALMUSALLAM, A. A.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR, A. R. A. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. **Construction and Building Materials**, Edinburgh, v. 10, n. 2, p. 123-129, Mar. 1996.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201**: guide to durable concrete. Detroit, 1991.
- _____. **ACI 365**: service-life prediction – state-of-the-art report. Detroit, 2000.
- _____. **ACI 222R**: protection of metals against corrosion. Detroit, 2001.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1152**: standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete. Philadelphia, PA, 1992a.
- _____. **ASTM C 1218**: standard test method for water-soluble chloride in mortar and concrete. Philadelphia, PA, 1992b.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A. An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability. In: BERKE, N. S.; CHAKER, V.; WHITING, D. (Ed.). **Corrosion rates of steel in concrete**. Philadelphia: ASTM, 1990. p. 29-37.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; RODRÍGUEZ, J.; DIEZ, J. M. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. **Materials and Structures**, Paris, v. 31, n. 7, p. 435-441, Aug. 1998.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; RODRÍGUEZ, J.; GARCIA, M. Cover cracking and amount of rebar corrosion: importance of the concrete applied accelerated tests. In: DHIR, R. K.; JONES, M. R. (Ed.). **Concrete in the service of mankind**: concrete repair, rehabilitation and protection. London: E & FN Spon, 1996. p. 264-273.
- ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à previsão de vida útil de estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão da armadura**. 2001. 256 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- _____. Vida útil de estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 923-951. v. 2.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- CADY, P. D.; WEYERS, R. E. Deterioration rates on bridge decks. **Journal of Transportation Engineering**, [S. l.], v. 110, n.1, p. 34-44, Jan. 1984.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado em condições extremas**. 2008. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CASCUDO, O. Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto armado com problemas de corrosão da armadura. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: Ibracon 2005. p. 1071-1108. v. 2.

CHEN, H. D.; MAHADEVAN, S. Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation. **Cement and Concrete Composites**. [S. l], v.30, n. 3, p. 227-238, Sep. 2008.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIB Model Code 1990: design code**. London, 1993.

DAGHER, H. J.; KULENDRAN, S. Finite element modeling of corrosion damage in concrete. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 89, n. 6, p.699-708, June 1992.

FANG, C.; LUNDGREN, K.; CHEN, L.; ZHU, C. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 34, n. 11, p. 2159-2167, Nov. 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **FIB Bulletin 10: bond of reinforcement in concrete**. Lausanne, 2000.

FIGUEIREDO, E. P. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 829-855. v. 2.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, Cambridge, UK, v. 39, n. 5, p. 1001-1013, May 1997.

GONZÁLEZ, J. A.; FELIÚ, S.; RDRÍGUEZ, P.; LÓPEZ, W.; RAMÍREZ, E.; ALONSO, C.; ANDRADE, C. Some questions on the corrosion of steel in concrete – part I: corrosion mechanism and monitoring, service life prediction and protection methods. **Materials and Structures**, Paris, v.29, n. 2, p. 97-104, Mar. 1996.

GRAEFF, A. G. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 271 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

_____. Vida útil de estruturas de concreto. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA SAS CONSTRUÇÕES, 4., 1997, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1997, v. 2, p. 1-30.

LI, C. Q. Life-cycle modeling of corrosion-affected concrete structures: propagation. **Journal of Structural Engineering**, Davis, v. 129, n. 6, p. 753-761, June 2003.

LIU, Y. **Modeling the time-to-corrosion cracking cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures**. 1996. 117 f. Thesis (PhD in Civil Engineering) – Faculty of Civil Engineering, Virginia Polytech Institute and State University, Blacksburg, VA.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Ibracon, 2008.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 793-827. v. 2.

NEVILLE, A. Chloride attack of reinforced concrete: an overview. **Materials and Structures**, Paris, v. 28, n. 2, p. 68-70, Mar. 1995.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil em estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SENTLER, L. Service life predictions of concrete structures. **Durability of Building Materials**, Amsterdam, v. 5, p. 81-98, Mar. 1987.

TAKEWAKA, K.; YAMAGUCHI, T.; MAEDA, S. Simulation Model for Deterioration of Concrete Structures due to Chloride Attack. **Journal of Advanced Concrete Technology**. Tokio, v. 1, n. 2, p. 139-146, July, 2003.

TORRES, A. S. **Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – Corrosão Acelerada por Imersão Modificada – frente ao processo de corrosão em armaduras de concreto armado**. 2006. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

_____. **Corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado**: uma meta-análise. 2011. 170 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VAN DER TOORN, A. The maintenance of civil engineering structures. **Heron**, [S. l.], v. 39, n. 4, p.3-34, 1994.

WEBSTER, M. P. **The assessment of corrosion-damaged concrete structures**. 2000. 294 f. Thesis (Doctor of Philosophy) - School of Civil Engineering, University of Birmingham, Birmingham, UK.